



TITLE:

トンネル周辺地山の土庄発生機構 に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

菊本, 統

CITATION:

菊本, 統. トンネル周辺地山の土庄発生機構に関する研究. 京都大学,
2005, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2005-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k11544>

RIGHT:

トンネル周辺地山の 土圧発生機構に関する研究

2004 年 12 月

菊本 統

要 旨

幾多の施工経験の集積として発展してきたトンネル工学は、次代に引き継ぐべき貴重な財産である。しかし、経験的に構築されたが故に、この工学には力学的な意味が明確でない設計法や施工法も少なくない。その一例が、掘削に伴って地盤からトンネル構造に作用する力、すなわちトンネル土圧に対する考え方である。現行設計では、入力定数が少なく簡便な **Terzaghi** の式が幅広く用いられているが、大胆な理想化・単純化の下に誘導された同式の根拠はあまり明確でない。また、同式をはじめとする現行の土圧評価法はトンネルが単独で掘削される状況のみを想定しているため、双設トンネル建設や他の構造物との近接施工など構造物間の相互干渉が懸念されるケースには直接適用できない。従って、構造物間の相互作用を適切に考慮した新しい土圧評価法の開発は急務となっている。そこで本研究では、トンネル周辺地山における土圧発生機構の解明と合理的な土圧評価手法の構築を目的として、トンネル掘削を模擬した降下床実験と数値解析を実施し、土被りなど主要なパラメータが地山挙動に及ぼす影響を基礎的な立場から検討するとともに、トンネルおよび周辺地山に作用する土圧に関する従来の算定法の検証と新たな土圧評価法の開発を行った。

まず本研究では、単一トンネル周辺地山における土圧発生機構を検討した。単一降下床実験と数値解析を実施し、地山の土圧および変形特性に対して土被りが卓越した影響をもつことを確認した。つまり、浅い土被りではトンネル直上の地山は陥没するように変形し、トンネルにほぼ土被り圧が作用するのに対して、一定の土被りがあればトンネル直上の地山にアーチ状のせん断帯が形成され、トンネル周辺地山は安定に保たれることを示した。また、トンネル土圧は **Terzaghi** の式により算定可能であり、かつ同式の誘導過程で設けられた仮定は実現現象に概ね即していることを証明した。さらに、同式は周辺地山沈下時にトンネルに作用する付加的な鉛直土圧の算定にも応用できることを示した。加えて本研究では、これまで確たる予測手法がなかったトンネル周辺における土圧変化に対して土圧分布の算定式を提案した。提案式の妥当性は実測値との比較により検証されており、トンネル近傍ほど土圧変化が激しく、遠ざかれば土被り圧に漸近するという土圧分布形状の特徴や、高土被りほど広範囲で土圧が変化し、低土被りほどトンネル近傍で著しく土圧が変化する傾向など実現現象に特徴的な地山挙動を提案式は的確に表現できることが証明された。

続いて本研究では、双設トンネル周辺地山の土圧発生機構に関する検討を行った。まず、双設降下床実験と数値解析により、土被りや双設トンネルの掘削順序、離間距離といった要因が双設トンネルの相互作用に及ぼす影響を検討した。その結果、双設トンネル作用する土圧は単一トンネルよりも大きく、とりわけ離隔が小さい双設トンネルの先行坑には土被り圧に近い大きな土圧が作用することを示した。また、双設トンネルの相互干渉は離間距離だけでなく土被りにも影響を受けることを示した。すなわち、浅い土被りでは僅かな離隔で双設トンネルの相互作用を無視できる一方、高土被りでは、トンネル掘削幅以上の離隔を設けても双設トンネルが互いに影響しあうことが示された。このような実現現象に対して、単一トンネルを前提とする **Terzaghi** の式など現行の手法では双設トンネルに作用する土圧を過小評価すると予想されることから、本研究では相互作用を考慮した双設トンネルに作用する土圧の算定式を新たに提案した。同式の適用性は実測値と比較により検証され、同式は先行および後続トンネルに作用する土圧を統一的に評価できることが示された。

目 次

第 1 章 序論.....	1
第 2 章 トンネルの設計の現状と従来の研究.....	3
2.1 概説.....	3
2.2 トンネルの設計における土圧評価の位置付け.....	3
2.2.1 山岳工法におけるトンネルの設計と土圧評価.....	4
2.2.2 シールド工法におけるトンネルの設計と土圧評価.....	4
2.3 トンネルに作用する土圧に関する従来の研究と課題.....	4
2.3.1 トンネルに作用する鉛直土圧(緩み土圧).....	7
2.3.2 周辺地盤の不同沈下に伴う鉛直付加荷重.....	9
2.3.3 近接施工による相互作用の評価.....	10
2.4 本研究における課題の整理.....	14
2.5 本論文の構成.....	15
第 3 章 トンネル掘削を模擬した降下床実験と数値解析の概要.....	17
3.1 概説.....	17
3.2 トンネル掘削を模擬した降下床実験の概要.....	17
3.2.1 トンネル掘削および周辺地盤沈下のモデル化.....	17
3.2.2 降下床実験装置.....	18
3.2.3 地山のモデル化.....	22
3.2.4 実験パターンと手順.....	26
3.3 数値解析の概要.....	29
3.3.1 解析の目的.....	29
3.3.2 解析手法および条件.....	29
3.3.3 模型地山のモデル化.....	31
3.3.4 解析パターン.....	34
第 4 章 単一トンネル掘削時の力学挙動に関する検討.....	35
4.1 概説.....	35
4.2 単一トンネルの掘削を模擬した降下床実験.....	35
4.2.1 降下床周辺における土圧特性.....	35
4.2.2 降下床下降時の地山の变形特性.....	37
4.3 周辺地盤の不同沈下を模擬した上昇床実験.....	39
4.3.1 上昇床周辺における土圧特性.....	39
4.3.2 上昇床上昇時の地山の变形特性.....	40

4.4	降下床実験および上昇床実験に対する数値解析.....	41
4.4.1	実験値との比較.....	41
4.4.2	トンネル掘削時のメカニズムの検討.....	44
4.4.3	降下床実験と上昇床実験における地山挙動の比較.....	48
4.5	降下床および上昇床に作用する土圧の算定.....	50
4.5.1	実験値と算定値の比較.....	50
4.5.2	算定手法の妥当性について.....	53
4.6	トンネル周辺における土圧分布の算定.....	55
4.6.1	Tamura による受働土圧分布の算定式の概要.....	55
4.6.2	トンネル周辺における土圧分布の算定手法の構築.....	56
4.6.3	提案手法による算定値と実験値の比較.....	59
4.7	まとめ.....	60
第 5 章	離隔のない双設トンネル掘削時の力学挙動に関する検討.....	63
5.1	概説.....	63
5.2	離隔のない双設トンネル掘削を模擬した降下床実験.....	63
5.2.1	同時下降実験の結果.....	63
5.2.2	順次下降実験の結果.....	64
5.2.3	双設トンネルの相互作用とトンネルの掘削順序による差異.....	67
5.2.4	順次下降実験における降下床下降量について.....	68
5.3	離隔のない双設降下床実験に対する数値解析.....	70
5.3.1	実験値との比較.....	70
5.3.2	同時下降実験における地山の力学挙動.....	74
5.3.3	順次下降実験における地山の力学挙動.....	74
5.4	離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定.....	78
5.4.1	同時下降実験における降下床土圧の算定.....	78
5.4.2	順次下降実験における降下床土圧の算定.....	78
5.4.3	降下床土圧の算定のまとめ.....	87
5.5	まとめ.....	88
第 6 章	離隔のある双設トンネル掘削時の力学挙動に関する検討.....	91
6.1	概説.....	91
6.2	離隔のある双設トンネル掘削を模擬した降下床実験の結果.....	91
6.2.1	双設降下床周辺における土圧特性.....	91
6.2.2	双設降下床下降時の地山の変形特性.....	94
6.2.3	土被りと離隔による双設トンネルの相互干渉の違い.....	94
6.3	離隔のある双設降下床実験に対する数値解析.....	96
6.3.1	実験値との比較.....	96
6.3.2	土被りと離間距離による双設降下床の相互作用の差異.....	99
6.4	離隔のある双設トンネルに作用する土圧の算定.....	104

6.4.1	離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定法との関係.....	104
6.4.2	トンネル周辺の土圧分布の算定法による土圧増分の予測.....	105
6.5	まとめ.....	106

第 7 章	結論.....	109
-------	---------	-----

参考文献

謝辞

第1章 序論

国土の大半が急峻な山岳に覆われ、限られた平野部が過密状態にある我が国では、トンネルは交通運輸施設の拡充や都市地下空間の有効利用、都市再生や強災都市構築に大きく寄与してきた。その用途は、道路、鉄道、地下河川、水路、電力、ガス、上・下水道、通信、地下街など多岐にわたる。トンネルが、高度に発展した日本社会・経済を支える重要な土木構造物であることに疑いの余地はない。

このような背景から、我が国は数多くのトンネルを建設してきた。現在、我が国が保有するトンネルは、道路・鉄道トンネルだけで13429本、総延長6318.8 kmにのぼる¹⁾。狭隘な国土面積にも関わらず、世界的に見ても屈指のトンネル保有国である。この幾多の施工経験を通して得られた技術情報を蓄積し、新技術の導入と改良を繰り返すことで、我が国のトンネル工学は発展してきた。山岳工法におけるNATM^{2),3)}の普及や支保構造の進展、TBM⁴⁾の開発、都市部でのシールド工法^{5),6)}の普及、各工法の適用範囲の拡大など、めざましい進歩を経て、我が国が世界最高水準のトンネル技術を獲得したのは間違いない。しかしながら、長年の経験を積み上げて構築された技術であるが故に、トンネル工学はしばしば典型的な経験工学と言われ、力学的背景が明確でない設計手法や、実務経験を通してしか伝承できない施工技術が少なくないことも事実である。地山分類に基づく標準支保パターン⁷⁾の適用は、その代表例である。加えて、延長が長い線状構造物であるトンネルでは、全延長にわたって地山の性状を正確に把握することが困難である⁸⁾ため、依然として実績や経験に頼って判断を下さざるを得ない事項が多い。

長年の試行錯誤を経て構築された経験工学としてのトンネル工学は大変価値があるものであり、今後も継承していかなければならない。しかしながら、トンネル施工現場で起こっているのは一つの力学現象であるから、設計・施工法は力学に裏打ちされたものであるべきである。また、経験に基づく施工技術であっても、力学に則ってわかりやすく説明し、一般的かつ理論的で説得力のある方法により伝承していくべきである。そのためには、トンネル周辺における現象を力学に基づいて検討し、経験と理論の橋渡しをするとともに、現行の設計法の妥当性を検証し、合理的なトンネルの設計規範を確立することが必要不可欠である。

トンネルの設計における最重要事項は、トンネル構造が土圧や水圧など外圧に対して安定であることである。トンネルは、交通運輸施設や公益事業施設など社会的重要度が高い施設に頻用される構造物であることに加えて、いったん建設されると補修や改修が困難であることから、その安全性は恒久に確保されなければならない。

例えば、シールドセグメントの設計は、トンネルに作用する荷重を予測し、それを設計の対象となる構造部材に作用させて算出した断面力や変形が、許容値以下に収まるように部材断面および剛性を決定するという手順で行なわれる。この一連の手順のなかでも、トンネルに作用する荷重の予測は、設計上非常に重要であり、かつ困難でもある。なぜなら、トンネルへの主な作用荷重である土圧や水圧は、周辺地山の地質や地下水といった地山条件はもとより、部材剛性や施工方法といった施工条件にも大きく影響を受けるため、必ずしも設計段階で的確に把握できないからである。特に、鉛直土圧

は、トンネル周辺地山のアーチ作用による低減量を推定するのが極めて難しく、その算定精度がシールドセグメントの設計の妥当性自体を左右する重要な問題となっている。

このように、トンネルに作用する鉛直土圧（以下、トンネル土圧と呼ぶ）の算定は、トンネルの合理的設計への重要な課題である。現行の設計手法では、掘削に伴ってトンネル上方の地山が周辺地山に支持されることによりトンネル土圧は減少すると考えられている。すなわち、トンネルには、周辺地山のアーチ効果により緩み土圧が作用すると想定されている⁸⁾。この緩み土圧の算定には幾つかの手法が提案されている^{9)~13)}が、一般には Terzaghi の土圧式¹⁴⁾に基づく手法が用いられている^{5), 6), 15)}。同式は入力定数が少なく簡便であるという点で有意義であり、実質的なトンネル土圧の大きさを算定するために幅広く用いられてきた。しかしながら、その理論的根拠はあまり明確でない。さらに、最近では長大トンネルの建設の増加や近接施工に伴う施工条件の複雑化、あるいは支保パターンの多様化など施工技術の高度化が進んでいるため、従来の手法を用いて安全かつ経済的な設計が行なえるかどうか、確かな理論に基づいて検討する必要性が高まっている。

以上のような状況を鑑み、本研究では、トンネル周辺地山における土圧発生機構の解明と土圧評価手法の構築を目指す。この目的に対して、降下床実験と数値解析を中心に検討を行ない、土被りなど主要な実験パラメータが、地山の力学挙動に及ぼす影響について検討した。また、これらの結果をもとに、降下床周辺における土圧評価手法に関する検討を行なった。なお、本研究で対象としているのは、未固結あるいは低固結な地山の比較的浅い土被りにおけるトンネル掘削問題である。

第2章 従来の研究と課題

2.1 概説

本章では、まず現在のトンネルの設計における土圧評価手法の位置づけについて説明する。続いて、トンネルに作用する土圧に関する従来の研究を概観し、それらの課題を整理する。最後に、本研究で解明すべき課題を設定するとともに、本論文の構成について説明する。

2.2 トンネルの設計における土圧評価手法の位置付け

我が国では、地表面を改変せずにトンネルを掘削する工法として、主に山岳工法とシールド工法が採用されている¹⁶⁾。両工法の特徴の比較をTable 2-1に示す⁸⁾。山岳工法は、山岳部の比較的固い地山に適用されてきた工法であり、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工を主たる支保部材

Table 2-1 山岳工法とシールド工法の比較⁸⁾

比較項目		山岳工法	シールド工法
地盤条件	対象地盤	岩盤地山が中心であるが、洪積層での実績も増えている	沖積層、洪積層の土砂地山が中心であるが、軟岩地山での実績もある
	地質の性状(切羽安定)	支保を施すまでの間、切羽が自立する必要がある。自立が困難な場合には切羽安定のための補助工法を採用しなければならない	切羽の自立が困難な地山でも泥水式、土圧式のシールド工法の開発により、あらゆる土砂地山に適応できる
	地下水(施工時)	湧水によって切羽の崩壊につながる場合には対処が必要。一般には補助工法として水抜き工法が用いられる。状況によっては止水工法も用いられる	泥水式、土圧式シールド工法を用いることにより湧水処理が不要で地下水位低下も伴わない
	土被り	切羽が自立するのであれば特に問題はない。また、自立させるための補助工法もシールドに比べて選択範囲が広い	陥没や噴発を防ぐために必要な最小土被りは1.0D～1.5D(D:掘削外径)といわれている。それ以下の場合には適切な補助工法が必要となる
	地質の変化	施工中においても地質の変化に対して比較的容易に対応できる	事前に地質の変化に対応したシールド機種の選択が必要
設計条件	断面形状	地山が安定するように対処できる限り、任意の断面形状が可能。大きさも地盤条件によるが適切な支保を用いることにより大断面が可能。施工途中からの変更も容易である	断面形状は円形が標準。シールド径の最大は今のところ14m前後の実績がある。通常のシールドは施工途中からの断面形状や大きさの変更は不可能であるが、最近では特殊なシールド機の開発により可能になってきている
	トンネル線形	施工性に劣る場合もあるが、基本的には制約がない	施工可能な曲率半径の目安は、鉄道などの大口径でR=200m、上下水道などの中小口径でR=80～120m、中折れ式シールド等によると大口径でR=150m、中小口径R=20m程度は十分可能
	施工延長	初期投資が少ないことから、施工延長による制約は少ない	立坑設備、シールド機の製作等の初期投資が多額となり、一般的には施工延長が500～600m以上ではいと不経済。シールド機の耐力性には限界があるが4kmまでは可能になってきている
	地下水(完成後)	一般的にはトンネル背面で排水処理を行い、覆工には水圧が作用しない	セグメントによる止水を前提にしている

とする NATM^{2), 3)}が標準的に用いられている。シールド工法は、都市部に分布する沖積層や洪積層など比較的柔らかい堆積層を中心に発展してきた。しかし最近では、山岳工法はその経済性と補助工法の発達に伴って洪積層など軟らかい地盤へ、シールド工法は切羽の安定性とシールド機の多様化により固結度の高い地盤へ適用範囲を拡大してきている。ここでは、この2つの工法によるトンネル設計手順を説明し、設計における土圧評価の位置付けと重要性について述べる。

2.2.1 山岳工法におけるトンネルの設計と土圧評価

一般的な山岳トンネルの設計・施工手順を Fig. 2-1 に示す^{7), 17)}。山岳トンネルでは、トンネル全延長にわたって地質を把握するのは経済的にも技術的にも困難であるため、事前の地質調査とそれに基づく設計には限界がある。従って、山岳トンネルの設計は、事前地質調査に基づく施工前の当初設計と、施工中の地山挙動に応じた修正設計を前提としている。すなわち、山岳工法では、切羽や支保の観察と計測に基づく施工管理が不可欠であり、経験に基づく地山分類と標準的支保パターンの適用からなる情報化施工が行なわれている。この原則は、山岳工法により都市トンネルを建設する場合も同様である。地山の自立性や地下水への対応、地表面沈下の抑制など制約条件が厳しくなる都市トンネルの設計においても、情報化施工が基本となっていることに変わりはない。

地山分類に基づく標準支保パターンの適用は、トンネル支保の設計を容易にしてくれるが、経済性や合理性の面で必ずしも最適な手段とは限らない。これに対して、今後、支保能力を的確に評価するとともに、地山からトンネルに作用する土圧を統一的に解釈することで、地山から作用する土圧を支持するのに最適な支保工を標準パターンとして設定できれば、現行の施工法をさらに合理化できる可能性がある。

2.2.2 シールド工法におけるトンネルの設計と土圧評価

シールド工法では、シールド機、セグメント、立坑などがそれぞれ適切に設計されていることが重要となる。特に、セグメントはトンネル築造後に構造を保持するという重要な役目を担っていることや、その平均的な費用が全体工事費の 30 ～ 40 % に達する⁸⁾ことから、安全かつ経済的なセグメントの設計は、シールドの設計における重要課題となっている。

シールドセグメントの設計手順を Fig. 2-2 に示す⁵⁾。セグメントは、予想される作用荷重をセグメントの構造モデルに作用させることで算出した断面力が、応力度以下に収まるように設計されている。この手順のうち、作用荷重の算定は、その精度が設計に大きく影響を及ぼすため注意が必要である。特に、主な作用荷重である土圧は、地盤や地質の複雑さや近接構造物の影響評価の困難さから、確立された手法がないため、種々の状況に対応した統一的な土圧の解釈が急務となっている。

2.3 トンネルに作用する土圧に関する従来の研究とその課題

トンネルに作用する荷重には、Table 2-2 に示すようなものがある^{5), 8), 18)}。主荷重は常に考慮しなければならない荷重、従荷重は施工途中および完成後に作用する荷重、特殊荷重は地山条件や施工条件によって付加的に作用する荷重である。このうち本研究では、土圧を対象とする。特に、トンネル掘削による変化が激しく、予測が難しい鉛直土圧の理論的評価が目的である。通常、掘削後のトンネルには、周辺地盤のアーチ作用により緩み土圧が作用するが、併設トンネルや近接施工、地盤沈下の

影響を受けて変化することもある。以下においては、トンネルに作用する鉛直土圧に対する現行設計の考え方と従来の研究およびその課題について述べる。

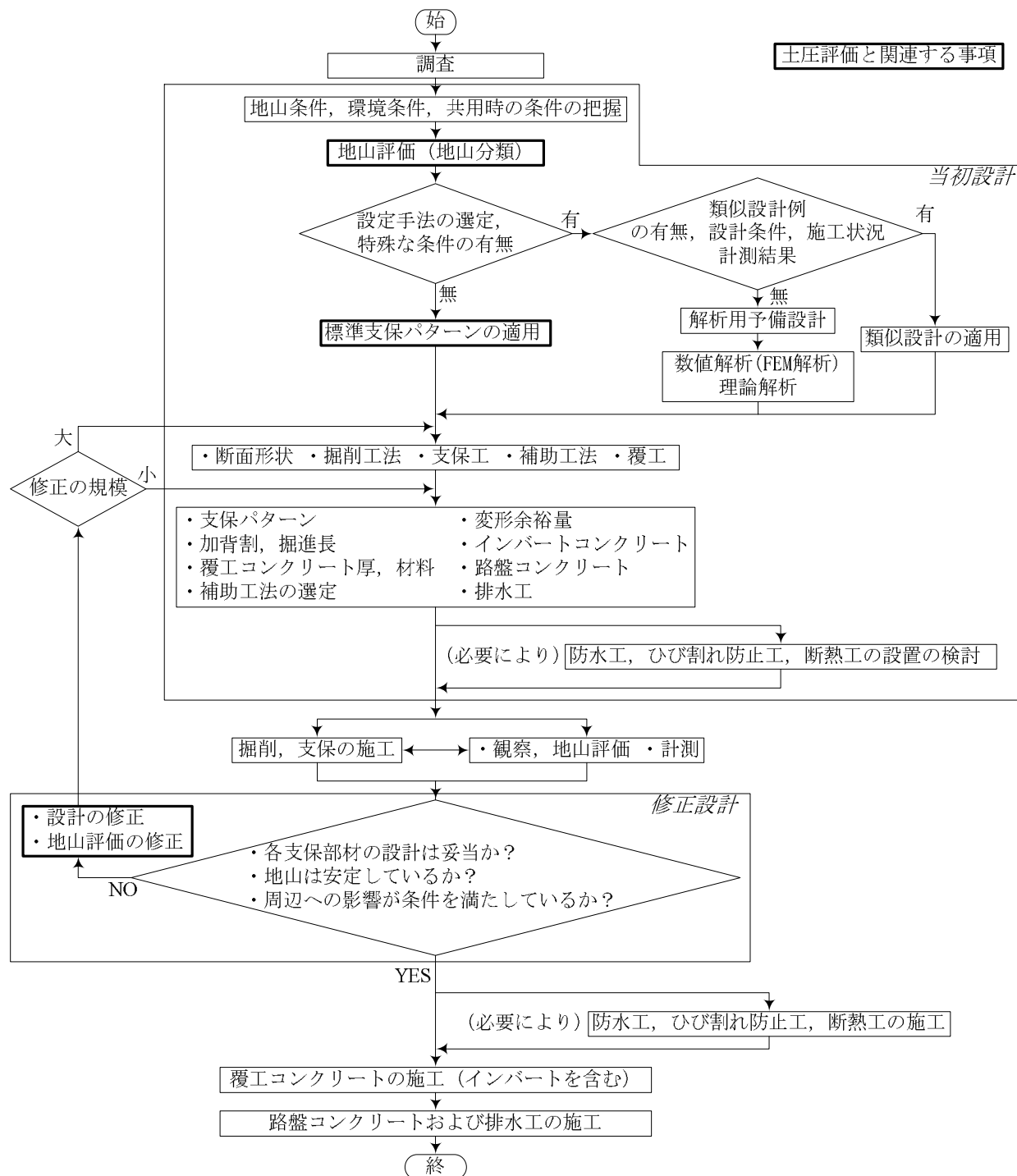


Fig. 2-1 山岳トンネルの設計・施工手順⁷⁾, 17)を修正

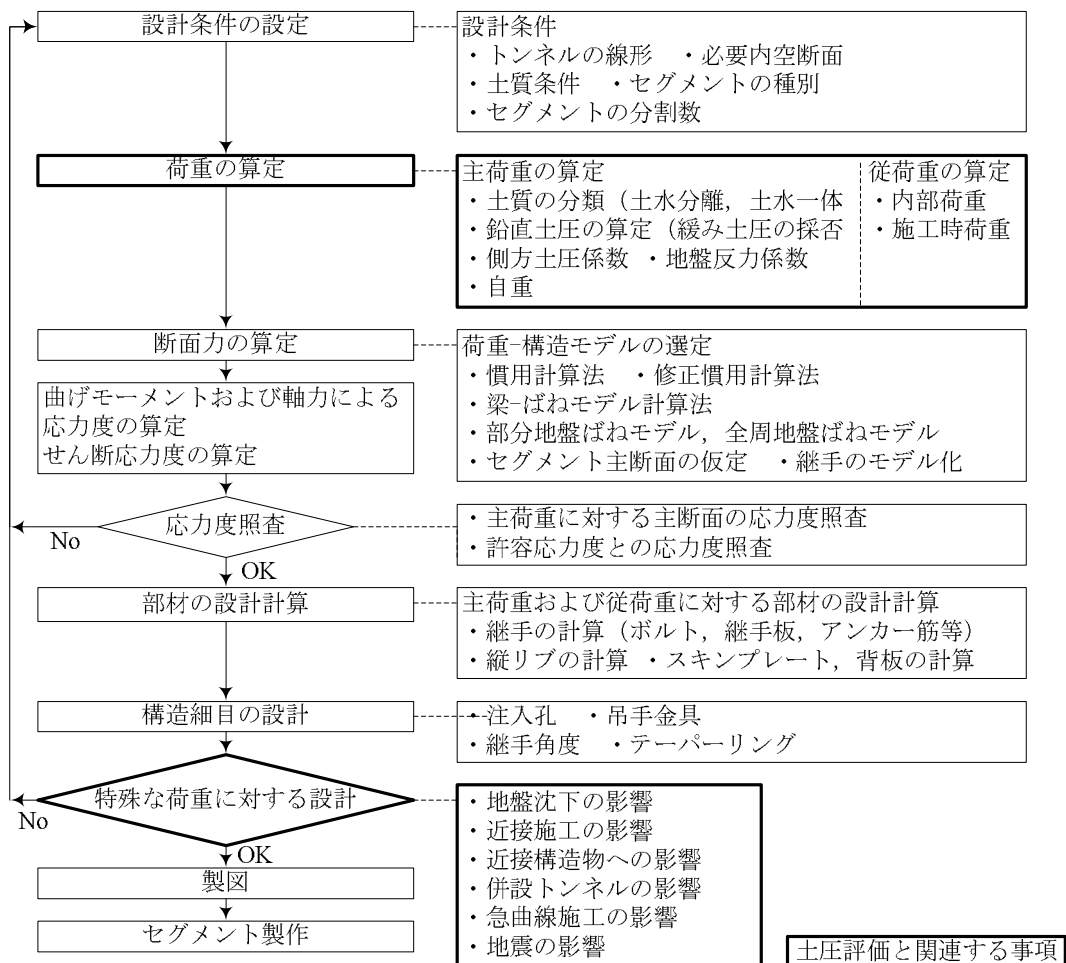


Fig. 2-2 シールドセグメントの設計手順⁵⁾を修正

Table 2-2 トンネルに作用する外力^{5), 8), 18)}

一般荷重	主荷重	鉛直土圧，水平土圧 水圧 自重 地盤反力 上載荷重の影響
	従荷重	内部荷重 施工時荷重 地震の影響
特殊荷重		併設トンネルの影響 近接施工の影響 地盤沈下の影響 その他

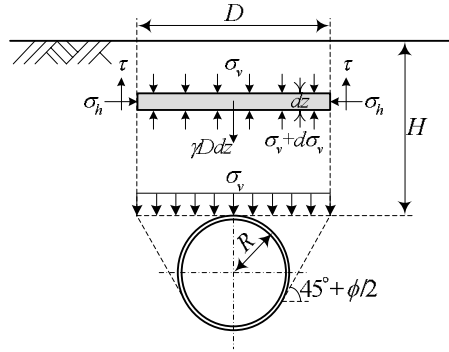


Fig. 2-3 緩み土圧の算定^{6), 14), 15), 18)}

2.3.1 トンネルに作用する鉛直土圧(緩み土圧)

(1) 現行設計における緩み土圧の算定法

砂質土にトンネルを掘削する場合，トンネルには，地山のアーチ効果によって初期土圧よりも小さい緩み土圧が作用すると考えられている．緩み土圧の算定には，一般に Terzaghi の式¹⁴⁾に基づく手法が用いられている^{6), 15), 18)}．同手法の概念を Fig. 2-3 に示す．この手法によると，トンネルに作用する鉛直土圧 σ_v は以下の式で得られる．

$$\sigma_v = \frac{D(\gamma - c/D)}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-2K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi \right) \right] \quad (2.1)$$

ここに， γ は土の単位体積重量， c は土の粘着力， $\phi (\neq 0)$ は土の内部摩擦角， H は土被り， K_h は水平土圧と鉛直土圧の比(通常，1.0 を用いる)である．なお， D は緩み幅と呼ばれており，次式で求まる．

$$D = 2R \cdot \cot \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right) \quad (2.2)$$

ここに， R はトンネルの掘削半径である．

ただし，鉛直土圧として緩み土圧を採用する場合には，土被りが小さくアーチ作用が期待できないケースや施工後に土圧が変化するケースを想定して，これに下限値を設けることが多い．つまり，土被りが十分に大きい場合は緩み土圧，浅い場合は全土被り圧として設計が行なわれている．下限値はトンネルの用途などによって異なり，Table 2-3 に示すように掘削径の 1.0 ～ 2.0 倍に相当する土被り圧とすることが一般的である^{6), 8), 15), 18), 19)}が，各下限値に対する根拠は明確でない．

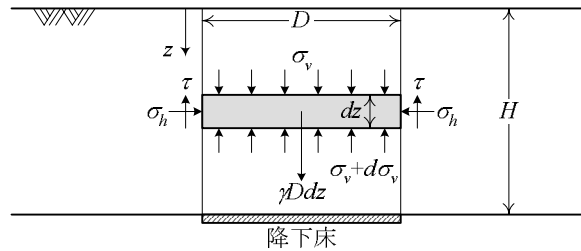
(2) Terzaghi の土圧式¹⁴⁾の概要と課題

Terzaghi の式は，乾燥砂を用いた降下床実験より導かれたトンネル土圧算定式である．降下床実験とは，土槽の底面の一部を下降させることでトンネル掘削時の応力解放を表現するシンプルな実験であり，応力解放に伴う塑性領域の拡大，緩みなど，トンネル掘削時の地山の特徴的な力学現象を表現しうることから，数多くの成果を上げている．Terzaghi は，降下床実験の結果をもとに，Fig. 2-4 に示すような落とし戸幅 D に等しい間隔を持つ 2 つの単純なすべり面が仮定した．これにより，落とし戸が十分下降し，地山のせん断抵抗が完全に発揮された時点での，厚さ dz の微小土柱に働く鉛直力の釣合いは次式で表される．

$$(\sigma_v + d\sigma_v)D - \sigma_v D + 2\tau dz - \gamma D dz = 0 \quad (2.3)$$

Table 2-3 最低緩み高さに関する規定^{6), 8), 15), 18), 19)}

示方書・指針案	最低緩み高さ(土圧)
帝都高速度交通営団シールドトンネルの設計指針(案)	1.0D
トンネル標準示方書 (シールド工法編)・同解説	1.0D～2.0D
東京都地下高速電車12号線 セグメント設計基準	2.0D
シールド工事中標準セグメント	
鉄道構造物等設計標準・同解説 (都市部山岳工法トンネル)	算定土圧が γD 未満の場合は 緩み土圧を γD とする
鉄道構造物等設計標準・同解説 (シールドトンネル)	
シールドトンネルの 設計施工指針(案)	算定土圧が 200 kN/m^2 未満の場合は 緩み土圧を 200 kN/m^2 とする

Fig. 2-4 Terzaghi の式¹⁴⁾

γ は地山の単位体積重量, τ はすべり面に沿って作用するせん断強度である. また, σ_v は微小土柱に作用する鉛直土圧の平均値である. τ は次式で表せる.

$$\begin{aligned}\tau &= c + \sigma_h \tan \phi \\ &= c + K_h \sigma_v \tan \phi\end{aligned}\quad (2.4)$$

ここに, c は粘着力, σ_h はせん断面に垂直に作用する水平土圧, $\phi (\neq 0)$ は内部摩擦角である. また, Terzaghi は土被り z によらず土圧係数 $K_h = \sigma_h / \sigma_v$ が一定になると仮定している(通常, 1.0 を用いる). 次に, 式(2.4)を式(2.3)に代入して得られた微分方程式を, $z = 0$ (地表面)で $\sigma_v = 0$ (自由境界)という条件のもとで解く. さらに, 落とし戸に作用する平均鉛直土圧 σ_v は, 土被り高さ H を用いて, $z = H$ とおけば次式で表される.

$$\sigma_v = \frac{D(\gamma - c/D)}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-2K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi \right) \right] \quad (2.5)$$

Terzaghi が提案した式(2.5)は, 少ない入力定数で実質的なトンネル土圧を算定できることから, 頻繁に用いられてきた. しかし, 同式は, 実験データを参考にして大胆な理想化・単純化のもとに提案されたものであるため, その科学的根拠はあまり明確でない. 大胆な理想化・単純化とは, ①降下床端部から鉛直にせん断面が発達する, ②降下床直上の地山では一様な土圧係数 K_h を仮定できる, ③土圧係数 K_h は概ね 1.0 としてよい, などであるが, その妥当性を実際に検証した前例はない. ①～③の仮定が実現象を適切に表現したものであるか検証することで, Terzaghi の式が力学に適ったものであるかどうか明らかにすることが可能だと考える.

(3) 緩み土圧に関する既往の研究

緩み土圧に関しては古くから数多くの研究が行なわれ、Bierbaumer の理論¹³⁾、Culmann の理論¹⁴⁾、Kommerell の理論¹¹⁾、Ritter の理論¹²⁾、Eszto の理論¹³⁾など極限つりあいの概念に基づく緩み土圧算定理論が提案された。その後に発表された Terzaghi の理論¹⁴⁾は、前述のように現在でも実際のトンネルの設計に頻繁に用いられている。

緩み土圧発生機構の解明を目的とした実験や数値解析もしばしば実施されている。なかでも、最もポピュラーなのは、Terzaghi が土圧式を提案する根拠とした降下床実験²⁰⁾である。同実験は、応力解放に伴う塑性領域の拡大、緩みなど、トンネル掘削時の地山の特徴的な力学現象を表現しうることから、数多くの成果を上げてきた。Terzaghi²⁰⁾や小野・眞井²¹⁾は、地山材料に乾燥砂を用いて降下床実験を行った。これに対して、村山²²⁾、村山・松岡²³⁾は、地山内部の変位を容易に観測できるアルミ棒積層体を用いて降下床実験を実施した。

足立ら^{24)~28)}は、これらの研究を継承・発展させ、様々な降下床実験を実施している。最近では、地盤を3次元的にモデル化した3次元降下床実験装置を用いて、掘削過程を考慮して複数の降下床を連続的に下降させる実験を行い、切羽進行時の土圧再配分特性や変形特性を検討している。

一方、Nakai and Xu²⁹⁾および Nakai et al.³⁰⁾は、2次元および3次元降下床実験とその弾塑性有限要素解析を実施し、トンネル掘削時の地山の土圧特性および変形特性には、地盤材料の正負のダイレイタンス特性が大きく影響することを示している。また、数値解析でトンネル掘削時の地山に特徴的な力学現象を表現するためには、地盤材料の力学特性を適切に表現できる構成モデルを用いる必要があり、弾性モデルでは不十分であると述べている。しかしながら、Nakai and Xu²⁹⁾および Nakai et al.³⁰⁾による数値解析では、模型地盤での応力レベルが非常に小さく信頼性の高い土質パラメータの設定が困難であるとの理由から、数値解析における応力レベルが模型実験の100倍に拡大して実施されているため、数値解析が実現象(模型実験)を定量的に捉えるか否かは評価されていない。また、実験では計測困難な地盤内部の諸量の変化について、変位やひずみを中心に検討が行われているが、トンネル土圧発生機構を解明するためには、応力状態の変化についても詳細に把握する必要があると考える。

2.3.2 周辺地盤の不同沈下に伴う鉛直付加荷重

(1) 周辺地盤沈下による影響評価の現状

将来沈下を生じる懸念がある軟弱地盤中にトンネルを築造する場合には、周辺地盤の不同沈下に伴って、トンネル覆工に予測不可能な応力集中が発生する可能性がある^{6), 8)}。これは、トンネルの自重が同一断面積の土の重量より軽いことや、トンネルの剛性が周辺地山のそれに比べて高いことが原因となっており、周辺地盤がトンネル上方の地山に対して相対的に沈下することが原因と考えられる。特に、Fig. 2-5 に示すようなトンネルと周辺地山との剛性の相違がもたらす両者の相対変位に起因して、トンネルに付加的な鉛直荷重(以下、鉛直付加荷重と呼ぶ)が作用する懸念がある⁵⁾。このようなケースでは、適切なモデルを用いて鉛直付加荷重を算定し、設計で考慮する必要がある。しかしながら、今のところ設計における目安となるような鉛直付加荷重の評価法は確立されておらず、各事例に対して個別に数値解析的な検討が行なわれていることが多いのが現状である。

(2) 周辺地盤沈下時の力学挙動に関する実験的検討

周辺地盤が沈下するとトンネルは相対的に上昇することになるため、トンネル直上の地山には受働側の変形が生じる。足立らは、同様の現象を降下床を上昇させることで再現した²⁴⁾。この実験を以後、上昇床実験と呼ぶ。上昇床は、周辺地盤の不同沈下など特殊な条件でのトンネル土圧の算定に有用で

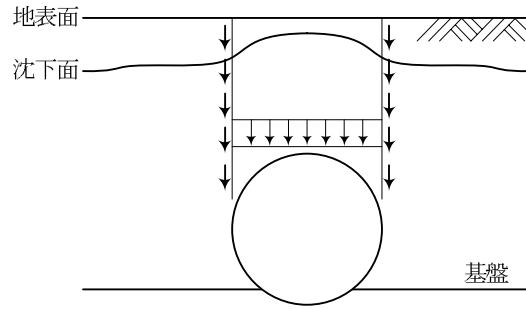


Fig. 2-5 トンネルに作用する鉛直付加荷重⁶⁾

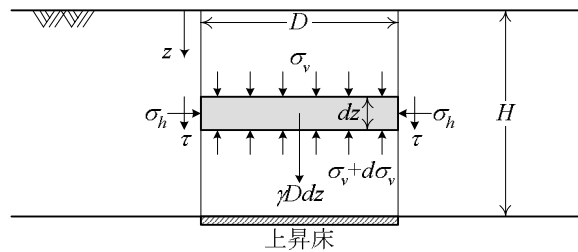


Fig. 2-6 上昇床実験に拡張したTerzaghiの式³²⁾

あるばかりでなく，降下床実験との比較検討により土圧発生機構を考察する上でも興味ある実験といえる．小玉・小宮はトンネル形状を考慮した上昇床実験を実施している³¹⁾．一方，田村・足立は，上昇床実験に対して有限要素解析を実施するとともに，拡張した Terzaghi の式を用いて上昇床に作用する土圧の算定を試みている³²⁾．この式の導出は Terzaghi の式¹⁴⁾と同様であるが，Fig. 2-6 に示すように，すべり面に作用するせん断応力の向きが逆向きになると仮定している．拡張した Terzaghi の式を以下に示す．

$$\sigma_v = \frac{D(\gamma - c/D)}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[-1 + \exp \left(2K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi \right) \right] \quad (2.6)$$

記号の意味は，全て Terzaghi の式と同じである．この式についても，Terzaghi の式と同様に，①鉛直にせん断面が発達するか否か，②一様な土圧係数 K_h を仮定するのは妥当か，③土圧係数 K_h の値はどのように設定したらよいか，などといった疑問に対する明確な答えは示されていない．

2.3.3 近接施工による相互作用の評価

地表や地中の既設構造物に近接してトンネルを施工する場合には，掘削に伴う周辺地盤の土圧変化，変形および水圧変化が，既設構造物に悪影響を及ぼす可能性がある．最近，都市域においては，従来では考えられなかったような既設構造物に対する近接施工が急増している．都市トンネルに関しては，都市 NATM 工法による施工事例の約 60 %，シールド工法では実に 97 %が近接した構造物の存在するところを施工している⁸⁾．このような背景から，近接施工の合理的な影響予測手法の開発が求められるようになってきている．

近接施工による影響評価と対策は，Fig. 2-7 に示す手順で行なわれている³³⁾．トンネルと近接構造物との相対的な位置関係から影響が懸念される場合には，具体的な影響が予測され，必要に応じて対策工が実施される．以下，近接度の判定基準と影響予測手法および従来の研究について述べる．

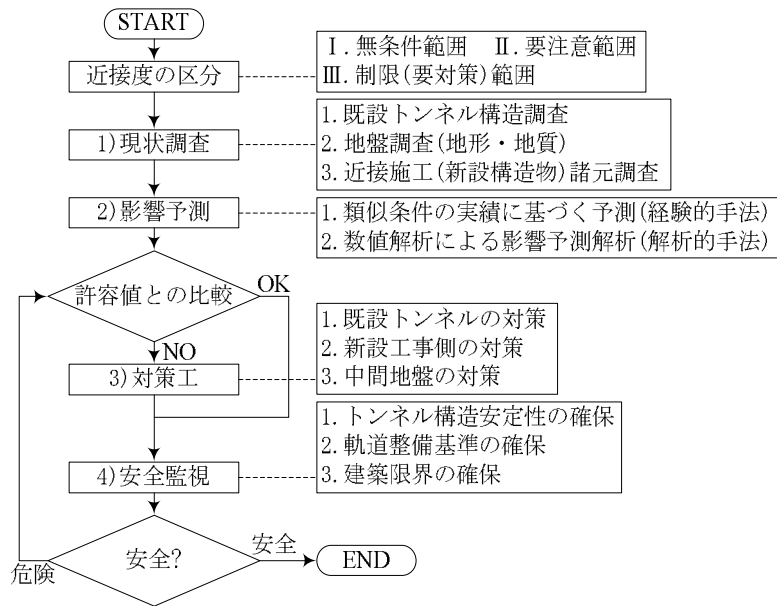


Fig. 2-7 近接施工対策の手順³³⁾

Table 2-4 シールド工事における近接程度の範囲³⁴⁾

指針類 範囲		首都高速道路に近接する構造物の施工要領(案) 首都高速道路公団, 1982	地中送電線土木工事における構造物近接部設計・施工指針 東京電力, 1985
III	制限範囲 要対策範囲	①, ②で定まる範囲 ① $B_0 \leq B_1$ ② $B_0 \leq (Df_2 - Df_1) \tan(45^\circ - \phi/2) + B_1$ ただし, 右辺の最大値は $3B_1$ とする	①, ②で定まる範囲 ① $b \leq B_2, f \geq 0$ ② $b \leq \max(3B_2, 10\text{m})$ $f \geq (b - B_2) \tan(45^\circ + \phi/2) + Df_1$
	要注意範囲	I, IIIの条件のどちらにも該当しない範囲 ただし, $B_1 < 5\text{m}$ の場合, $B_1 = 5\text{m}$ とする	③, ④で決まる範囲からIIIを除外した範囲 ③ $b \leq 2B_2, f \geq 0$ ④ $f \geq (b - B_2) \tan(45^\circ + \phi/2) + Df_1$
I	無条件範囲 一般範囲	③, ④で決まる範囲 ③ $B_0 > 1.5B_1$ ④ $B_0 < (Df_2 - Df_1) \tan(45^\circ - \phi/2) + B_1$ ただし, 右辺の最大値は $4B_1$ とする	II, III以外の範囲
解説図			

(1) 近接度の判定基準

トンネルが既設構造物に影響を及ぼすか否かの判定基準には、幾つかの考え方が提案されている。その一例として、周辺に基礎構造物が位置するシールドトンネルの近接度の判定基準を Table 2-4 に示す³⁴⁾。一方、併設トンネルに関しては、トンネルを左右併設する場合、トンネル掘削幅 D に対して

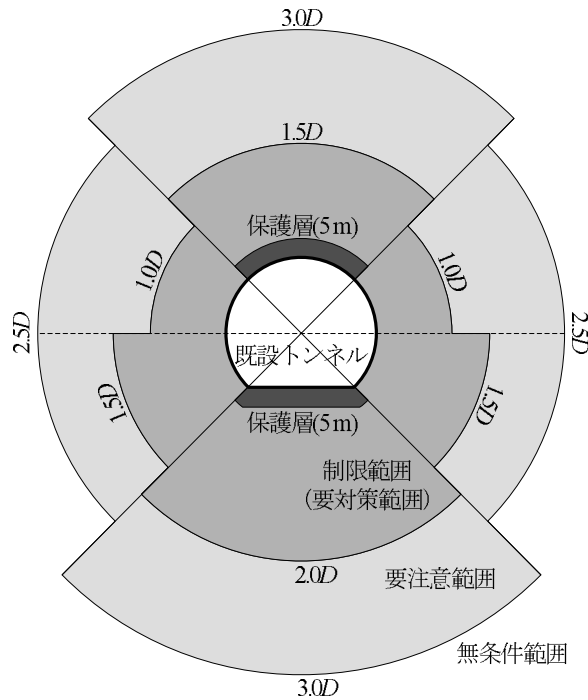


Fig. 2-8 併設トンネルの近接度の区分³³⁾を修正

シールド工法では $1.0D$ ^{6), 18)}, 山岳工法では $1.0D \sim 4.0D$ ⁷⁾, 都市部山岳工法では $3.0D$ ¹⁵⁾以上の離隔をトンネル間に確保できれば, 相互作用がないものと考えられている. また, 両トンネルの相対的な高さの差を考慮した基準としては Fig. 2-8 が提案されており³³⁾, 左右併設よりも上下併設の方が, 影響が大きくなると考えられている. なお, 同図は洪積世シルト岩を想定した基準であり, 地山条件に応じて大まかな補正は行われている. このように, 近接施工の影響の有無に関して, 施工経験をベースに構築された経験的な基準は示されているものの, 判定基準の理論的根拠や具体的な影響の予測法は示されていない. また, 併設トンネルの場合, 相互作用による影響を土圧係数の低減, 地盤反力係数の低減あるいは鉛直土圧の割り増しなどによって加味する場合が多いようであるが, 係数設定の目安などは具体的には示されていない.

(2) 近接施工の影響予測手法

近接施工の影響予測法としては, 過去の類似条件下における実績に基づき判断する経験的手法と, 数値解析により予測を行なう解析的手法がある. 過去の近接施工実績から類似例を参照できる場合には, 影響予測に利用するが, 影響予測の参考となる類似例がない場合には, 数値解析的に影響予測が行われている. しかしながら, 数値解析は境界条件や入力定数の設定の仕方によって解析結果に大きな差異が生じるため, 結果の取り扱いには注意が必要であるし, トンネル全断面に対して実施するのは煩雑である. また, 数値解析の結果が妥当であるかを検討するためには, 比較対象となる規準あるいは統一的な検討手法が必要である.

(3) トンネル掘削時の周辺地山の土圧分布に関する既往の研究

トンネル掘削によりトンネルに作用する土圧が減少すると, その減少分は周囲の地山が負担することになるのでトンネル周辺の地山では鉛直土圧が増加する. このとき, どこにどの程度土圧が再配分されるか, すなわちトンネル周辺における土圧分布の予測は, 設計上非常に重要な事項であり, かつ工学的にも興味深い問題である. なぜなら, 近年の都市地下空間の更なる輻輳化により, 地中の既設構造物に近接してトンネルを施工せざるを得ないケースが増加しており, トンネル建設が近接構造物

に及ぼす影響の事前予測は必要不可欠となっているからである。しかしながら、トンネル周辺地山の土圧特性については不明な点が多く、理論的かつ有効な土圧分布の予測法は未だ確立されていない。

この現象を実験的に検討するため、足立らは地山底面での鉛直土圧分布を計測できる降下床実験装置を開発し、アルミ棒を用いて作成した地山で2次元降下床実験を実施した²⁴⁾。平井らは同様の実験をもとに、トンネル周辺における土圧分布の簡易計算式を提案した³⁵⁾が、土被りが異なるトンネルの周辺土圧分布を統一的には表現できていない。受働土圧分布の算定手法としては、Tamuraが上昇床実験に対して、上昇床に作用する受働土圧分布の算定式を提案している³⁶⁾。しかしながら、トンネル周辺地山の土圧分布に対しては、理論的かつ有効な評価手法は未だ確立されていない。

(4) 双設トンネル掘削時の土圧特性に関する既往の研究

近年、交通量の増大に伴う渋滞の解消や走行環境の更なる改善を目的としてトンネルの大断面化が進んでいる。このような大断面トンネルは、必要断面を効率的に確保できる点や、上下線が分離可能な点から、しばしば双設トンネルとして建設される。

一般的に、双設トンネルは、互いに影響を及ぼさないように十分な離隔を設けて建設される。設計レベルでは、トンネル掘削径の1.0~4.0倍の離隔をトンネル間に確保すれば互いの影響を無視することができるとみなされている^{5), 7), 15), 19), 33)}。しかしながら、用地取得や坑口部の土地利用、路線線形等の制約から、2本のトンネルを極めて小さい離隔で施工せざるを得ない状況も少なくない^{37), 38)}。このような場合、2本のトンネル掘削に伴う土圧再配分が相互に干渉することで、各トンネルへの作用土圧は単一トンネルの場合に比べて増大する可能性がある³³⁾が、従来の設計法ではトンネル土圧を過小評価する恐れがある。これは、複数のトンネル掘削の相互干渉を考慮したトンネル土圧の算定法が開発されておらず、既往の土圧評価手法が単設トンネルを想定しているためである。そのため、実際の双設トンネルの建設における工法や覆工の諸元、施工順序などは、有限要素解析等の数値解析による検討結果や過去の現場計測データを参考にしながら独自に決定されているのが現状である。

近接した双設トンネルの力学挙動に関しては、以前より現場計測^{37), 38)}や模型実験^{39)~42)}、数値解析^{43)~45)}、理論解析⁴⁶⁾などが行われてきた。これらの検討は、離間距離などトンネルの相対的な位置関係、土被り、掘削順序など施工過程を考慮したものであり、様々な結果が示されている。例えば、Adachi et al.⁴⁰⁾および桜井ら⁴¹⁾は、それぞれ直径可変装置、エアバッグを用いて双設トンネルの掘削模擬実験を実施し、2本のトンネルの相互の影響度は、単純に離間距離だけの問題だけではなく、土被りにも影響を受けることを示した。しかしながら、双設トンネルの複雑な施工条件を念頭においたこれらの検討では、検討条件の複雑さから、双設トンネル掘削時の土圧特性を的確かつ端的に表現できるモデルが提案されることはなかった。

双設トンネル掘削時の土圧特性に対する基礎的な立場から検討した事例としては、2連の降下床を下降させることで双設トンネルの掘削を模擬した双設降下床実験が代表的である。足立ら²⁵⁾および佐藤ら⁴⁷⁾は離隔や土被りを変化させて実施した双設降下床実験によると、離隔が無い場合には後続トンネルの掘削により先行トンネルに作用する土圧は土被り圧近くまで増加するが、Terzaghiの土圧式ではその値を算定するのは困難であることが示されている。これは、Terzaghiの式をはじめ既往の土圧算定法が、単一トンネルに作用する土圧を対象としているためであるが、現在においても複数のトンネル掘削による相互作用を考慮したトンネル土圧の算定法は開発されていない。

以上のようなことから、双設トンネルの合理的な設計のためには、種々の要因が地山の挙動に及ぼす影響について統一的に検討し、双設トンネル同士の相互作用メカニズムを把握した上で、相互作用を考慮できるトンネル土圧の算定法を設計における基準として確立する必要がある。

2.4 本研究における課題の整理

本章では、トンネルの設計における土圧評価の重要性を論ずるとともに、トンネル土圧評価手法の現状と課題について概観した。これまで述べた事項を整理すると、土圧評価に纏わる課題は、単設トンネルに関するものと双設トンネルに関するものに大別できるように思われる。本章で述べたことを慮り、本研究では単設および双設トンネルに対して以下のような課題について究明する。

(a) 単設トンネル掘削時の力学挙動および変形挙動の把握

卓越した影響を持つと予想される土被りをパラメータとして、降下床実験および数値解析を実施し、土圧評価手法の検討に先駆けて、単設トンネル掘削時の力学および変形挙動を把握する。

(b) Terzaghi の式の妥当性および適用範囲の検証

(a)の結果をもとに、Terzaghi の式の適用性および適用可能範囲を検討する。また、Terzaghi の式の誘導に際して仮定されたせん断面の形状や土圧係数が実現象と合致しているか検証する。

(c) 単設トンネル周辺における土圧変化の予測手法の構築

トンネル掘削が周辺の既設構造物に及ぼす影響の評価手法として、単設トンネル周辺における土圧変化の算定式を提案する。さらに、実験値との比較により提案式の妥当性を検証する。

(d) 周辺地山不同沈下時のトンネルの力学挙動の把握と鉛直付加荷重の評価

(a)に準ずる条件下で、トンネル周辺地山の不同沈下に関する上昇床実験と数値解析を実施し、トンネル周辺の土圧特性を把握するとともに、トンネルに付加的に作用する鉛直荷重の評価手法を検討する。

(e) 双設トンネル掘削時の力学挙動および変形挙動の把握

双設トンネル掘削を模擬した双設降下床実験とその数値解析を実施し、双設トンネル掘削時の力学および変形挙動を把握する。これらの検討では、土被り、離間距離、掘削順序など主要なパラメータを変化させる。

(f) 双設トンネルに作用する土圧の算定手法の提案

(e)の結果をもとに、双設トンネルに作用する土圧の算定式を提案する。算定式の適用性は、実験値との比較により検証する。

なお、本研究では、トンネル掘削を端的にモデル化した降下床実験を中心とした基礎的な検討により、トンネル掘削時の力学挙動の解明と合理的な土圧評価法の構築を目指す。同実験は、Terzaghi の式の論拠となった実験であるため、同式の妥当性を直接検証できる点や、明確な地山条件および境界条件であるため、数値解析の適用にあたって不確定な要素が少ないという点で有用である。また、シンプルな条件下で行なわれる本実験を用いることで、トンネル周辺における土圧変化や双設トンネルに作用する土圧など、メカニズムが複雑で究明が困難であった現象に対して、適切な力学モデルを構築できると考える。

以上、トンネル土圧評価手法に纏わる幾つかの課題について説明した。これらの課題は古くからあるが、トンネル掘削に伴う土圧特性は極めて複雑であるため、一般的な条件下における土圧発生メカニズムはこれまで解明されてこなかった。これらの課題を解決することが、トンネル土圧評価法、延いてはトンネル設計体系の合理化に繋がると考える。

2.5 本論文の構成

なお、これらの課題を対象として、本論文では Table 2-5 に示すような構成で検討を進める。

本論文を構成する第 3 章～第 7 章の内容を、以下に概述する。

第 3～6 章では、主にトンネル掘削を想定した降下床実験と数値解析により、トンネル掘削時の力学挙動と土圧評価手法について検討する^{48)～56)}。

第 3 章では、降下床実験および数値解析の概要を説明する。

第 4 章では、単一トンネルに関する検討を行なう。土被りをパラメータとして実施した降下床実験と数値解析の結果より、単一トンネル掘削時の地山挙動に詳細に考察を加えた後、トンネルおよび周辺地山に作用する土圧の評価手法について検討する。トンネルに作用する土圧に対しては、既に実際の設計に用いられている Terzaghi の土圧式を適用し、得られた算定値を実験値と比較することで、その適用性および適用可能範囲を検証する^{48)～52)}。また、数値解析結果を詳細に分析することで、Terzaghi の式の誘導過程で行なわれた単純化・理想化の妥当性について考察を加える。次に、トンネル掘削が近接構造物に及ぼす影響を評価する手法として、トンネル周辺における土圧分布の算定式を提案し、降下床実験への適用性を検証する⁵³⁾。また本章では、周辺地山の不同沈下を模擬した上昇床実験と数値解析により、周辺地山の不同沈下がトンネルに及ぼす影響について検討するとともに、拡張した Terzaghi の土圧式により、周辺地山が不同沈下した際のトンネル土圧の算定を行なう⁴⁸⁾。

第 5 章では、隣接して掘削される離隔のない双設トンネルの力学挙動を検討する。双設降下床実験と数値解析を実施し、土被りやトンネルの掘削順序といった要因が双設トンネルの相互作用に及ぼす影響を把握する^{54), 55)}。続いて、実験結果を参考に離隔のない双設トンネルに作用する土圧の予測法を提案し、実験値と比較することでその適用性を検証する⁵⁴⁾。

第 6 章では、トンネル間に離隔を有する双設トンネルの力学挙動を検討する。土被りとトンネル離隔をパラメータとした双設降下床実験と数値解析により、双設トンネルの相互作用発生メカニズムに考察を加える⁵⁶⁾。また、各トンネルに作用する土圧の算定を目的として、幾つかの手法を提案し、双設降下床実験に適用する。

Table 2-5 トンネル土圧の理論的評価のための課題と論文の構成

章	対象	土圧の理論的評価のための課題	アプローチ					備考
			模型実験	数値解析	既存手法検証	既存手法拡張	新モデル提案	
3	単一トンネル 双設トンネル	-	-	-	-	-	-	模型実験の概要 数値解析の概要
4	単一トンネル	単一トンネル掘削時の力学挙動の解明	○	○	-	-	-	土被りによる差異を検討
		Terzaghiの式の妥当性の検証と適用範囲の明確化	○	○	○	○	-	
		トンネル掘削が近接構造物に及ぼす影響の評価	○	○	-	-	○	
		周辺地盤の不同沈下がトンネルに及ぼす影響の評価	○	○	-	○	-	
5	離隔のない 双設トンネル	離隔のない双設トンネル掘削時の力学挙動の解明	○	○	-	-	-	土被り、トンネル掘削順序による差異を考慮
		離隔のないトンネルに作用する土圧の評価	○	○	-	-	○	
6	離隔のある 双設トンネル	離隔のある双設トンネル掘削時の力学挙動の解明	○	○	-	-	-	土被り、トンネル離隔による差異を検討
		離隔のあるトンネルに作用する土圧の評価	○	○	○	-	○	
7	単一トンネル 双設トンネル	-	-	-	-	-	-	結論

最後に第7章では，本論文で得られた成果を総括し，得られた成果のトンネル設計への活用について考えを述べるとともに，今後検討すべき課題を示す．

第3章 トンネル掘削を模擬した降下床実験と数値解析の概要

3.1 概説

本研究の目的は、単設および双設トンネル掘削時の土圧発生機構を解明し、適切な土圧評価手法を構築することである。しかしながら、施工条件や地山条件など諸条件が複雑に絡み合う実際のトンネル掘削を実験で全てモデル化し、解明するのは困難である。また、力学現象に対して何らかのモデルを構築し、実験値との比較でその妥当性を検証する場合には、実験における境界条件・地山条件が明確かつ単純であることが望ましい。従って、第4～6章では、諸々の条件を理想化・単純化し、主要な要因のみを考慮した降下床実験とその数値解析を実施し、単設および双設トンネル掘削時の地山の力学挙動を基礎的な立場から検討する。各章における検討対象と条件をTable 3-1にまとめる。本章では、第4～6章で実施する降下床実験と数値解析の概要を説明する。

3.2 トンネル掘削を模擬した降下床実験の概要

3.2.1 トンネル掘削および周辺地盤沈下のモデル化

(1) トンネル掘削のモデル化

トンネル掘削は、Fig. 3-1に示すように、模型地山底面に設けられた床の一部(降下床)を下降させる際の応力解放により模擬する。本実験は降下床実験と呼ばれており、応力解放に伴う塑性領域の拡大、緩みなど、掘削に伴う地山の特徴的な力学現象を表現できることから頻繁に実施され、多くの成果をあげてきた^{20), 21), 23)~27), 57)}。また、同実験は境界条件が単純かつ明確であることから、その結果をもとに土圧評価を目的とした力学モデルも幾つか提案されている^{14), 27), 35)}。なお、双設トンネルの掘削は、Fig. 3-2に示すように、併設した2つの降下床を順次、或いは同時に下降させることで表現する。

ところで、本実験では降下床に与える下降量 δ_i の合計を、全てのパターンで2 mmとした。これは、降下床および周辺地山に作用する土圧が、実験パターンによらず $\delta_i = 2.0$ mm以前にほぼ収束し、ほとんど変化しないことを考慮して設定した値である。

Table 3-1 検討対象と条件のまとめ

章	検討対象		実験および解析条件			
	構造物	現象	実験装置	降下床の数 (上昇床の数)	種類	パラメータ
4	単設トンネル	掘削	2次元 3次元	単設	降下床	土被り H
		周辺地盤沈下	2次元		上昇床	
5	離隔のない双設トンネル	掘削	2次元 3次元	双設	降下床	土被り H トンネル掘削順序
6	離隔のある双設トンネル		2次元			土被り H , 離隔 B



Fig. 3-1 トンネル掘削のモデル化

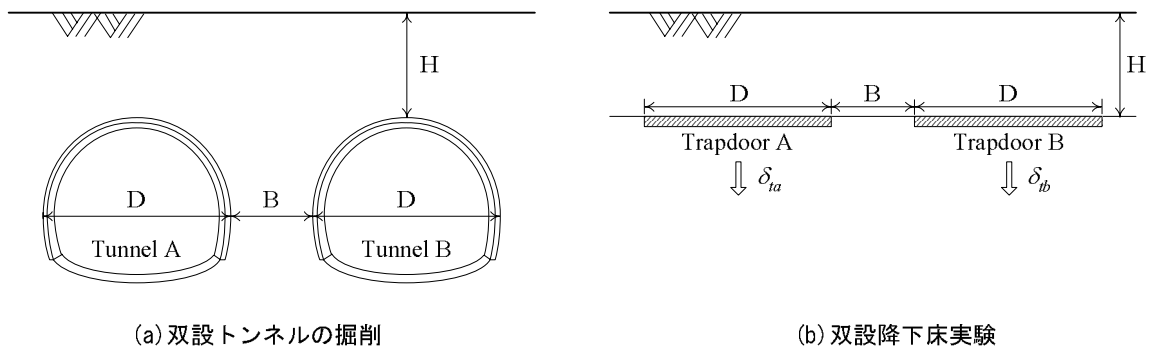


Fig. 3-2 双設トンネル掘削のモデル化

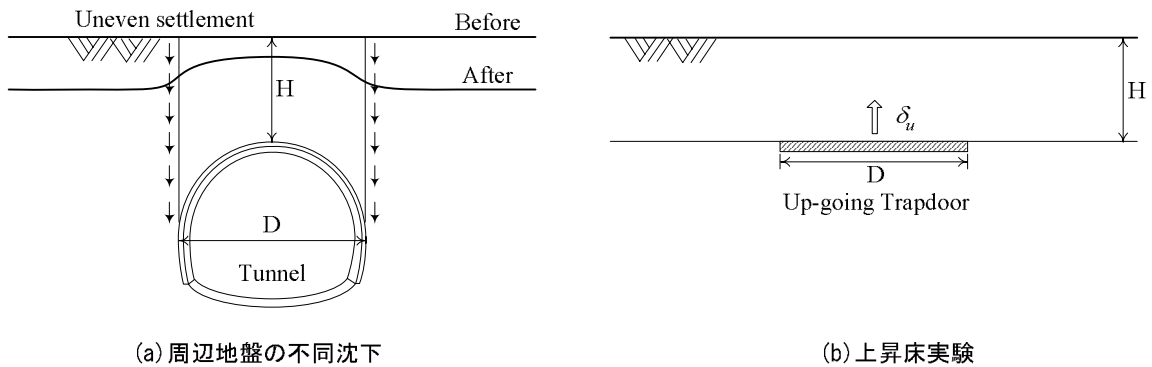


Fig. 3-3 周辺地盤の不同沈下のモデル化

(2) 周辺地盤の不同沈下のモデル化

周辺地盤がトンネルに対して相対沈下するとトンネルは相対的に上昇することになるため、トンネル直上の地山には受働側の変形が生じる。これと同様の現象を、Fig. 3-3 に示すように、降下床を上昇させることで再現することができる^{24), 31)}。本論文では、この実験を上昇床実験と呼ぶ。同実験は、周辺地盤の不同沈下など特殊な条件でのトンネル土圧の算定に有用であるばかりでなく、降下床実験との比較検討により土圧発生機構を考察する上でも興味深い実験である。なお、上昇床に与える上昇量 δ_u の合計についても、降下床実験と同様の考えから全てのパターンで2 mmとした。

3.2.2 降下床実験装置

本研究では、Table 3-1 に示すように、2次元降下床実験と3次元降下床実験の2種類を実施する。前者は、実験が比較的簡単であるため多くのケースの試行が可能であり、パラメトリックな検討によりトンネル掘削時の地山挙動を定性的に評価できる。一方、後者は、より実現象に近い3次元データ

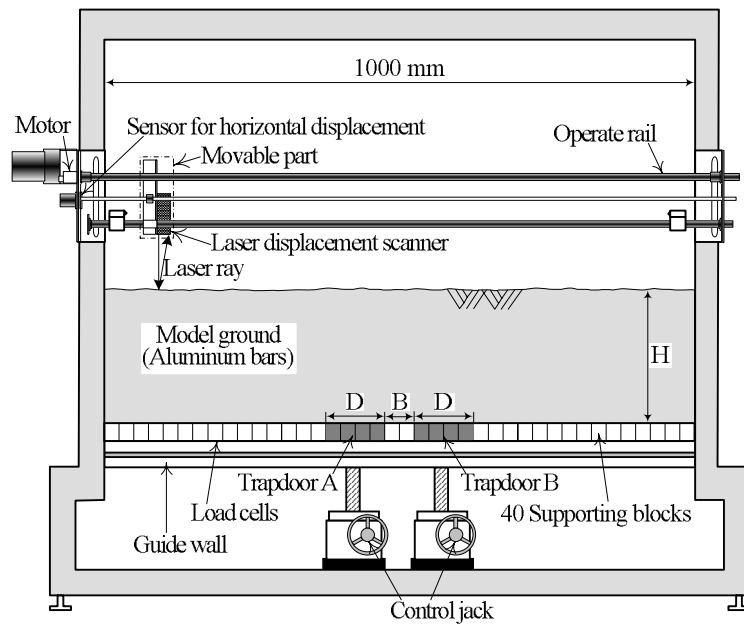
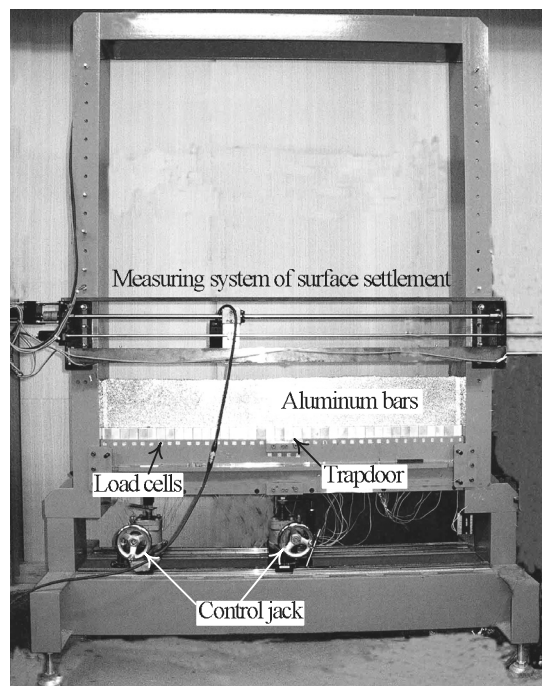


Fig. 3-4 2次元降下床実験装置^{24), 25), 54)}



Picture 3-1 2次元降下床実験装置^{24), 25), 54)}

によりトンネル掘削時の地山の土圧特性を評価できるため、地山挙動予測の精度向上が期待できる。また、トンネル切羽は3次元体であり、2次元降下床実験では得られない地山挙動も考えられるため、3次元実験の必要性もある。以下においては、2次元および3次元降下床実験装置の概要を説明する。

(1) 2次元降下床実験に用いた装置^{24), 25), 54)}

2次元降下床実験装置を Fig. 3-4, Picture 3-1 に示す。地山を支える装置底部は40個の支持ブロックによって構成されている。Fig. 3-5 に示すように、各ブロックの下部には荷重計(CLS-5KA)が取り付けられており、地山底面全幅にわたって鉛直土圧分布を計測できる。なお、支持ブロックの前後面を支えるガイドウォールとの境界には、ボールベアリングが挿入されており、摩擦を極力低減させて

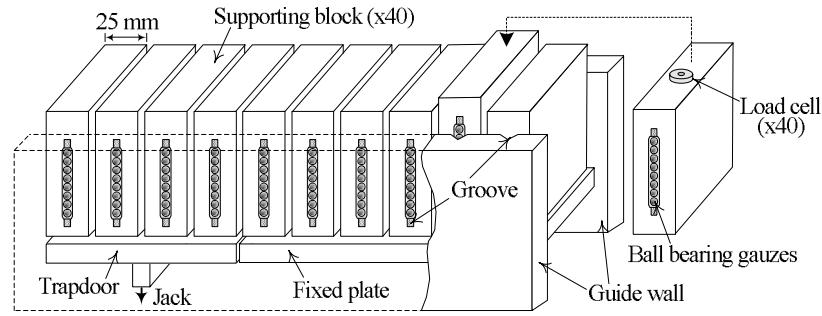


Fig. 3-5 地山底部における土圧分布計測装置

鉛直荷重を正確に計測できる機構になっている。

降下床(幅 $D = 100 \text{ mm}$, 支持ブロック 4 個分)は, 任意の位置に最大 2 つまで設置できる。各降下床は, 支持ブロックの下部に取り付けたジャッキにより鉛直変位させることができる。下降させれば降下床実験, 上昇させれば上昇床実験である。降下床の鉛直変位量 δ は接触式変位計により計測する。単設降下床および上昇床実験では, 装置中央に降下床を 1 つ, 双設降下床実験では, 装置の中央付近に所定の離隔を設けて降下床を 2 つ設置する。

模型地山の地表面変位は, Fig. 3-4 上部に示す地表面変位計測システムを用いて計測した。同システムでは, レーザ式変位センサ(LB-080)を駆動レールにより水平方向に移動させながら地表面までの鉛直距離を計測し, 同時に水平移動検出センサ(精度: $350 \mu\text{m}$)により水平変位を計測することで, 2 次元的に変位形状を把握する。なお, レーザ式変位センサから地表面までの鉛直距離は, 水平方向に 2 mm 移動する間の計測データの平均値をその区間での代表値とした。

単設降下床実験および上昇床実験の幾つかの実験パターンでは, 地山のデジタル写真を画像解析(画像補正・座標変換)することにより, 地山内部の変位分布を算出した。

(2)3 次元降下床実験に用いた装置^{27), 51)}

3 次元降下床実験装置の概観を Fig. 3-6, Picture 3-2 に, 土槽底面に設置する降下床, 荷重計測パネルおよび土圧計の平面図を Fig. 3-7 に示す。土槽の底部には, トンネルを模擬する降下床 A, B と荷重計測パネル(降下床としても使用可能)①~④を Fig. 3-7 に示すように設置した。降下床は一辺 150 mm の正方形であり, 下部に接続したジャッキにより下降させる。降下床および荷重計測パネルに作用する荷重は, 各々の下部に接続した荷重計(TCLP-50KA)により計測する。また, 降下床 A, B および荷重計測パネル②, ③には, 直径 25 mm の土圧計(P325SV-02)を Fig. 3-7 に示すように配置し, 詳細な土圧分布を計測した。なお, 本実験で用いた荷重計の分解能は $0.1599 \sim 0.6493 \text{ N}/\mu\text{strain}$, 土圧計の分解能は $1.924 \text{ P}/\mu\text{strain}$ である。

模型地山の地表面変位は, Fig. 3-6 上部に示す地表面変位計測システムを用いて計測する。システムの機構は 2 次元降下床実験と同一である。ただし, レーザ式変位センサは 70 mm の間隔で 3 台を設置し, Fig. 3-8 に示すように降下床中心直上の計測線から順に Line-A, B, C の計 3 測線を計測する。各計測線の水平方向の計測範囲は約 850 mm である。なお, レーザ式変位センサの計測レンジは $\pm 5 \text{ mm}$, 分解能は $2 \mu\text{m}$, 精度は $1 \mu\text{m}$ であり, 文献²⁷⁾で用いられたセンサの 10 倍の精度を有する。また, レーザ式変位センサを取り付けた可動部の両端に 2 本のガイドレールを設けるとともに, 可動部の水平移動速度を従来の約 $1/3$ に減速させることで, 文献²⁷⁾で用いた装置に比べて, 駆動モータの振動による計測誤差は大幅に減少している。これらの改良により, 地表面の勾配や降下床下降初期での地表面沈下に対する評価など, 高精度の計測が要求される事項についても検討することが可能になっている。

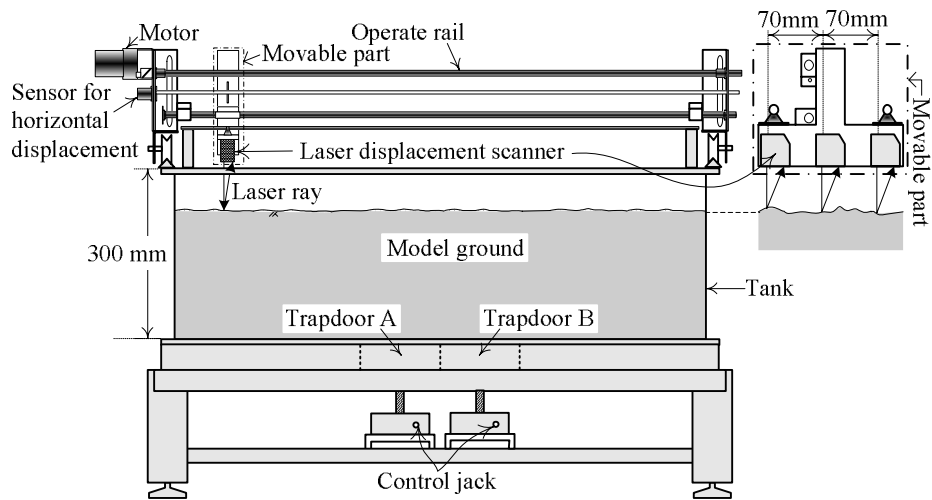
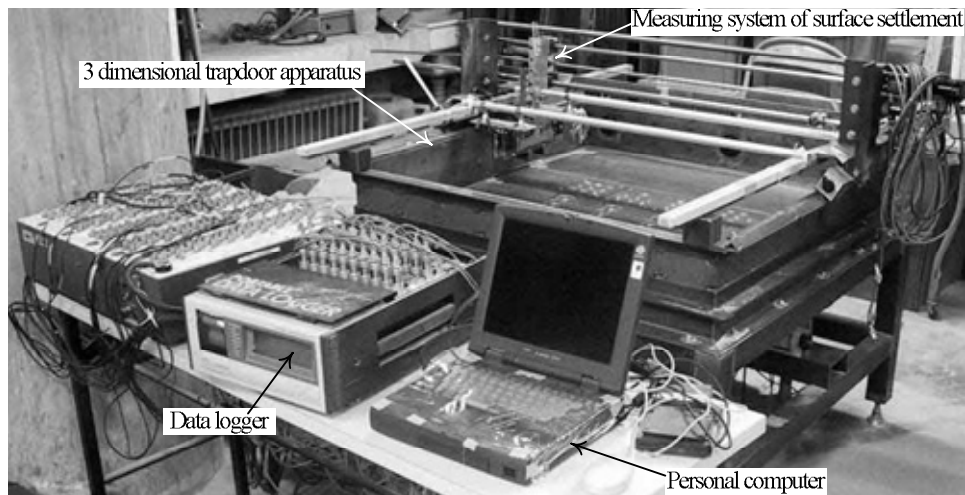


Fig. 3-6 3次元降下床実験装置^{27), 51)}



Picture 3-2 3次元降下床実験装置^{27), 51)}

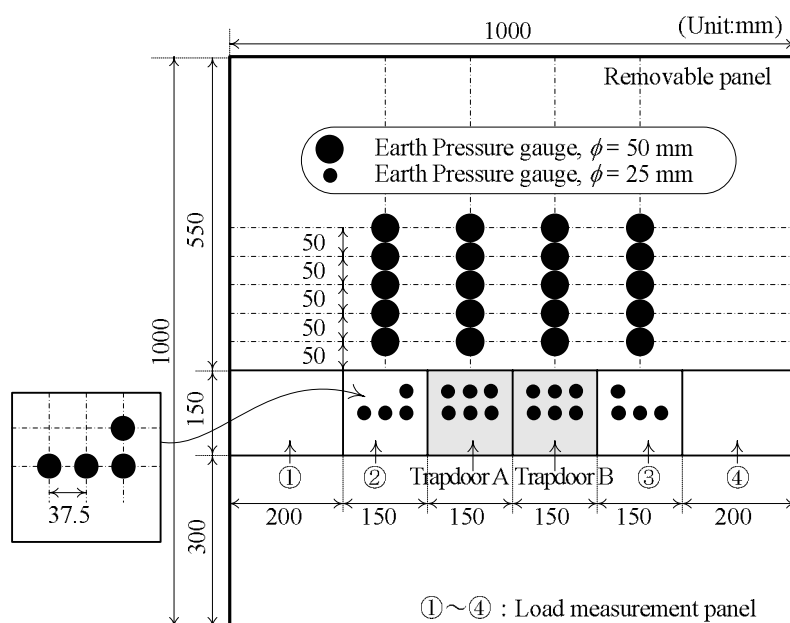


Fig. 3-7 土槽底面における降下床，荷重計測パネルおよび土圧計の配置

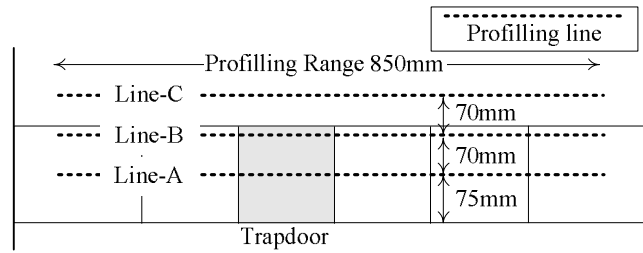
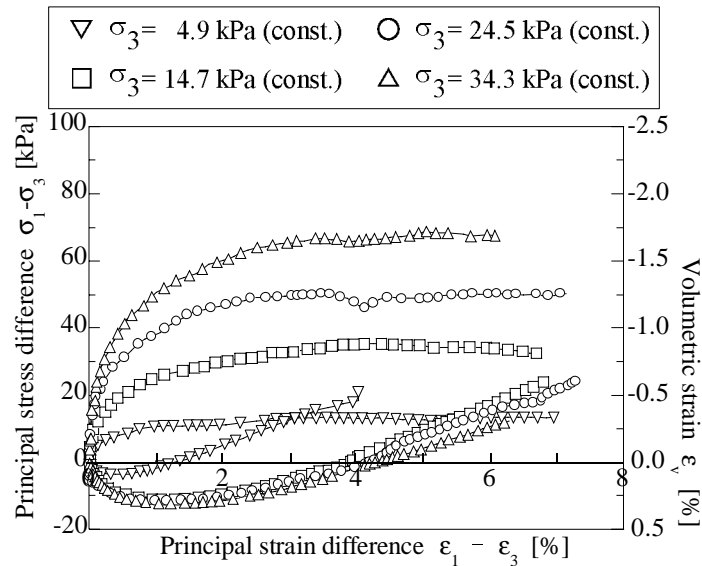
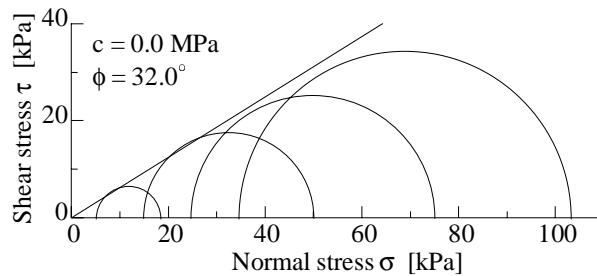


Fig. 3-8 地表面変位の計測ライン



(a) 応力-ひずみ関係



(b) 破壊時のモール応力円と破壊規準線

Fig. 3-9 アルミ棒積層体の二軸試験結果⁵⁸⁾

3.2.3 地山のモデル化

本実験では、未固結な砂質地山におけるトンネル掘削を想定し、粘着力の無い地山材料を用いる。

(1) 2次元降下床実験の地山材料と模型地山

この実験では、3次元的に広がる実地盤に対して、長さ50 mmで円形断面のアルミ棒を積み上げて、2次元平面ひずみ状態の地山(アルミ棒積層体)を作成する。アルミ棒は、直径1.6 mmおよび3.0 mmの2種類を重量比3:2で混合したものであり、粒径加積曲線が豊浦硅砂のそれにほぼ平行になる²²⁾。すなわち、実地盤は様々な形状、大きさおよび材質の粒子の集合体であるのに対して、2次元降下床実験ではほぼ均質な地山を想定している。4種類の拘束圧のもとで行なわれたアルミ棒積層体の二軸圧縮試験の結果⁵⁸⁾をFig. 3-9に示す。Fig. 3-9より、内部摩擦角 $\phi = 32^\circ$ 、粘着力 $c = 0 \text{ kN/m}^2$ が求まる。また、アルミ板引抜き試験より求めた静止土圧係数 K_0 は、概ね0.6となった。アルミ板引抜き試験と K_0 の算出の概

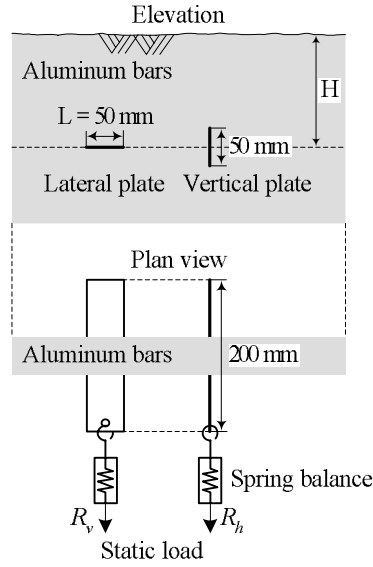


Fig. 3-10 アルミ板引抜き試験の概要

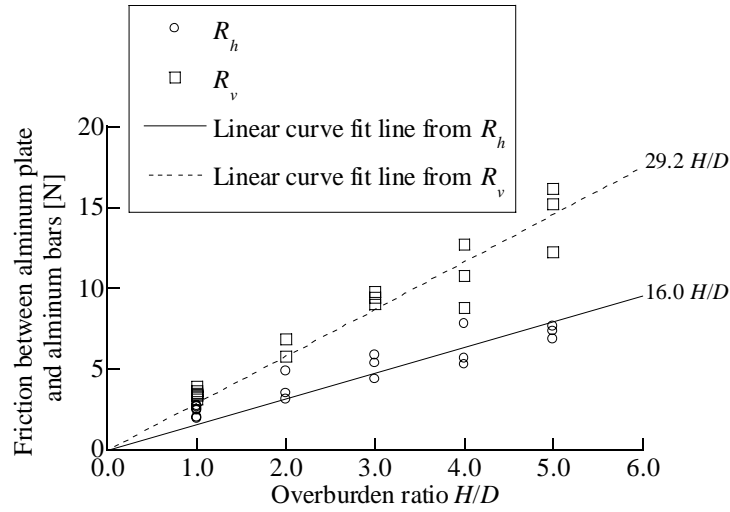


Fig. 3-11 アルミ板の引抜き抵抗

要は以下の通りである．

まず，Fig. 3-10に示すように，鉛直あるいは水平に地山中に挿入したアルミ板をばねばかりで水平に静的に引抜き，その抵抗力を計測した．試験は，降下床実験の実施範囲を考慮して，500 mmまでの土被りで100 mmごとに各3～6回実施した．Fig. 3-11に，鉛直および水平板の引抜き抵抗 R_h ， R_v と土被りの関係を示す．プロットは実験値，ラインは最小二乗法により求めた各引き抜き抵抗の回帰曲線(原点を通る一次関数)である．同図より，アルミ板の引抜き抵抗は土被りにほぼ比例し，同じ土被りでは水平板の引抜き抵抗 R_h が鉛直板の引抜き抵抗 R_v の約1.7倍となる．ここで，引抜き抵抗 R_h ， R_v はアルミ板に作用する土圧にアルミ板と地山の接触面積および摩擦係数を乗じた値となる．すなわち，

$$R_v = \mu \cdot \int_0^L \sigma_v(x) dx \cdot b = \mu \cdot \sigma_v(H) Lb \quad (3.1)$$

$$R_h = \mu \cdot \int_{H+L/2}^{H+L/2} \sigma_h(z) dz \cdot \mu \cdot b = \mu \cdot \sigma_h(H) Lb \quad (3.2)$$

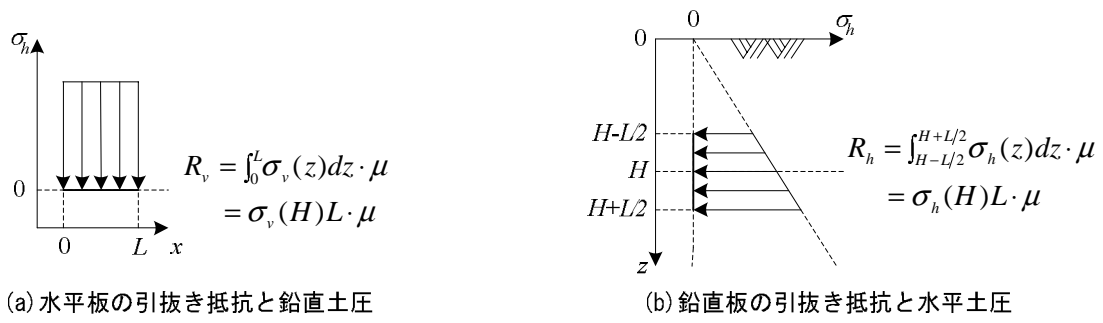


Fig. 3-12 アルミ板の引抜き抵抗と静止土圧の関係

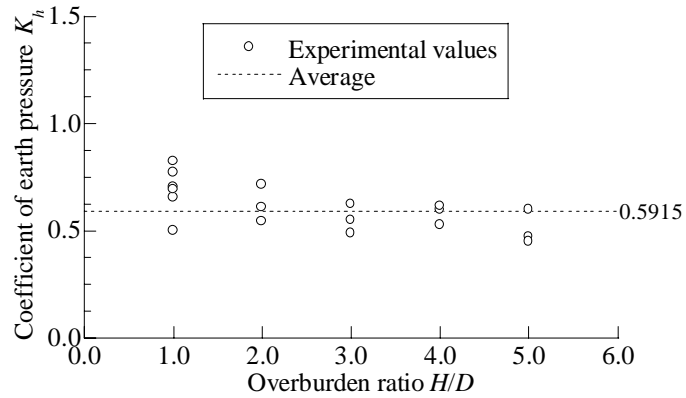


Fig. 3-13 アルミ棒積層体地山の静止土圧係数 K_0

Table 3-2 アルミ棒積層体と模型地盤の物性値 (2次元降下床実験)

Specific gravity G_s	2.71
Unit weight γ [kN/m ³]	21.0
Void ratio e	0.26
Internal friction angle ϕ [°]	32.0
Cohesion c [kPa]	0.0
Coefficient of earth pressure at rest K_0	0.6

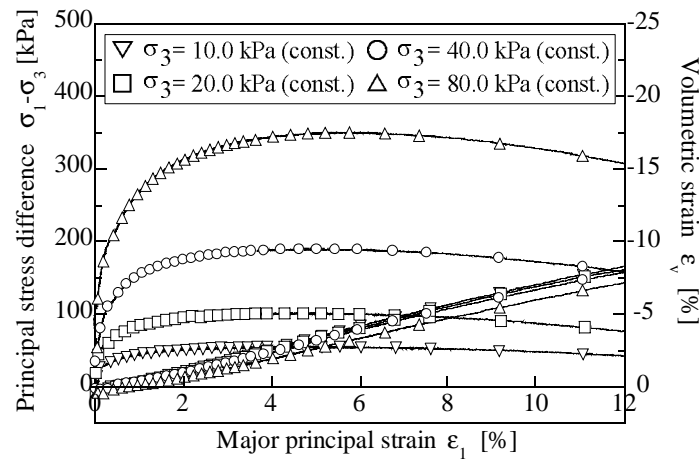
と表される．ただし， $\sigma_h(H)$ ， $\sigma_v(H)$ はアルミ板に作用する水平および鉛直土圧， b ， L はアルミ板の幅および長さ， μ はアルミ棒とアルミ板の摩擦係数であり，Fig. 3-12に示すように x ， z 座標を設定している．一方，静止土圧係数 K_0 は以下の式で表される．

$$K_0 = \frac{\sigma_h(H)}{\sigma_v(H)} \quad (3.3)$$

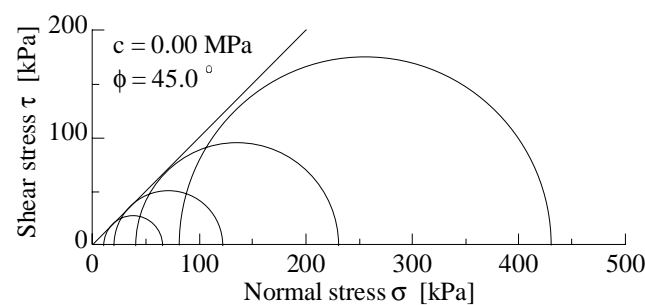
ここで，式(3.3)に式(3.1)，(3.2)を代入すると次式が求まる．

$$K_0 = \frac{R_h}{R_v} \quad (3.4)$$

結局，接触面積と摩擦係数は一定であるから，アルミ板を鉛直および水平向きに地山に挿入して引抜けば，引抜き抵抗の比が水平土圧と鉛直土圧の比となる．すなわち，静止土圧係数 K_0 が求まるわけである．こうして求めた静止土圧係数 K_0 をFig. 3-13に示す．静止土圧係数 K_0 は土被りの増加に伴って若



(a) 応力-ひずみ関係



(b) 破壊時のモール応力円と破壊規準線

Fig. 3-14 豊浦硅砂の三軸試験結果

Table 3-3 豊浦硅砂と模型地盤の物性値(3次元降下床実験)

Specific gravity G_s	2.64
Unit weight γ [kN/m ³]	15.5
Average diameter D_{50} [mm]	0.20
Internal friction angle ϕ [°]	45.0
Cohesion c [kPa]	0.0
Void ratio e	0.627
Maximum void ratio e_{max}	0.982
Minimum void ratio e_{min}	0.580
Relative density D_r [%]	88.3

干減少する傾向があるが、実験試行範囲を考えると $K_0 = 0.60$ とするのが妥当といえる。

最後に、アルミ棒積層体および模型地山の諸元を Table 3-2 にまとめる。

(2) 3次元降下床実験の地山材料と模型地山

模型地山は、地表面から約 600 mm の高さより乾燥した豊浦硅砂を気中落下させて作成した。なお、地表面は変位計測のために平らな板で整地した。4 種類の拘束圧のもとで実施した豊浦硅砂の三軸圧縮試験の結果を Fig. 3-14 に示す。Fig. 3-14 より、内部摩擦角 $\phi = 45^\circ$ 、粘着力 $c = 0 \text{ kN/m}^2$ と決定できる。模型地山の諸元を Table 3-3 にまとめる。

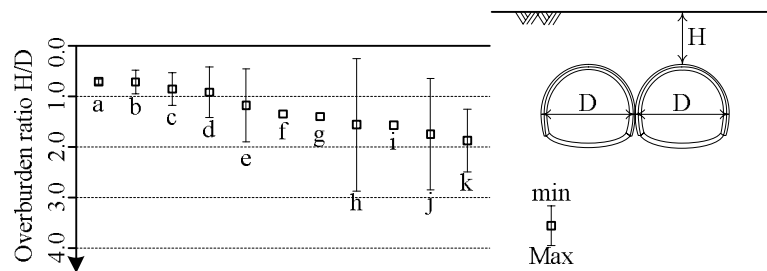
3.2.4 実験パターンと手順

(1) 双設降下床実験における検討範囲の設定

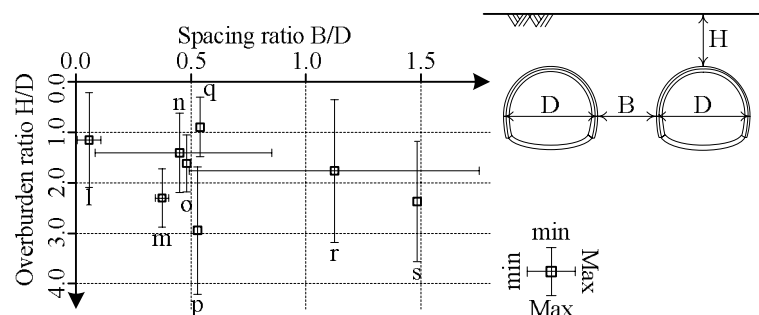
双設トンネルでは、土被り、離隔、掘削順序など検討すべきパラメータが多いので、双設トンネルの建設事例を参考にして、予め検討ケースを絞る。「トンネルと地下（1970年1月～2003年12月）」より、設計・施工に際して双設トンネル相互の干渉が懸念された19件のトンネル施工事例^{59)～63)}を参考にして、本研究での検討範囲を決定する。各トンネルの建設場所と地質をTable 3-4に示す。これらの事例における主な懸念事項とその対策は以下のようなことである。

Table 3-4 双設トンネルの施工事例（場所と地質）

トンネル	路線	場所	地質
A 大代古墳	四国横断自動車道	徳島県阿南市	中白亜紀・和泉層 砂岩, 礫岩
B 富岡	上信越自動車道	群馬県富岡市	新第三紀中新世～新第四紀洪積世 泥岩, シルト混じり砂礫
C 横浜第二	横浜横須賀道路	神奈川県横浜市	新第三紀鮮新世 砂岩, 凝灰岩, 泥岩
D 飛鳥山	首都高速中央環状王子線	東京都足立区	新第四紀洪積世・本郷層, 東京層 砂礫, 砂質土, 粘土
E 御前崎みなと	臨港道路4号線	静岡県御前崎町	新第三紀中新世～鮮新世・相良層 砂岩, 泥岩
F 小名浜港	幹線臨港道路2号線	福島県小名浜市	新第三紀中新世・白土層 凝灰質シルト, 泥岩
G 阿部倉	久里浜田浦線	神奈川県横須賀市	新第三紀中新世・葉山層 泥岩, 蛇紋岩, 砂岩
H 十王	常磐自動車道	茨城県多賀郡	新第三紀鮮新世・多賀層 花崗岩質砂岩
I 井吹	阪神高速道路北神戸線	兵庫県神戸市	新第三紀鮮新世～新第四紀洪積世・大阪層 砂礫, 粘土
J 小東山	第二神明道路（改築）	兵庫県神戸市	新第四紀洪積世・大阪層 砂, 砂礫, 粘土
K 伊祖	国道330号線	沖縄県浦添市	新第三紀 凝灰岩, 粘土, 固結シルト
L 下剱津	-	福岡県北九州市	新第三紀・出山層 砂岩, 礫岩
M 見晴	都市計画道路北方線	神奈川県横浜市	新第三紀鮮新世 土丹および新第四紀 砂礫, 砂, 粘土
N 舞子(舞子台部)	本州四国連絡道路	兵庫県神戸市	新第四紀洪積世・大阪層 砂礫
O 小山内裏	多摩ニュータウン幹線	東京都八王子市・町田市	新第四紀洪積世 砂礫, 泥岩
P 梅林工区	福岡市営地下鉄3号線	福岡県福岡市	新第四紀沖積世 粘性土, 砂質土, 砂礫, 中白亜紀 花崗岩
Q 港南ひまわり	横浜市環状2号線	神奈川県横浜市	新第四紀洪積世 砂, シルト新
R 東山(園田工区)	名古屋高速1号線	愛知県名古屋	新第三紀鮮新世 砂, シルト粘土, 砂礫
S 長田	神戸市高速道路2号線	兵庫県神戸市	新第四紀洪積世・大阪層 粘性土, 砂質土, 砂礫



(a) 離隔のないメガネトンネル



(b) 離隔のある双設トンネル

Fig. 3-15 双設トンネルの建設範囲

Table 3-5 双設トンネルの施工事例(施工法, 支保パターン, 補助工法, 覆工条件)

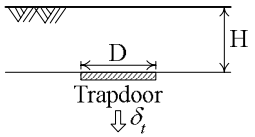
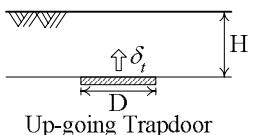
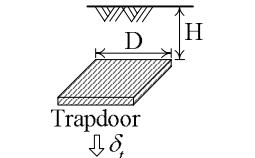
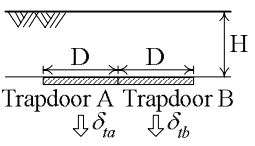
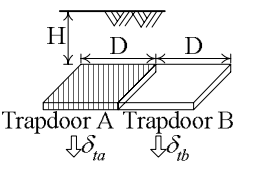
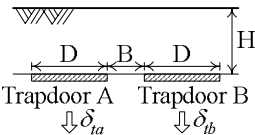
	掘削工法	吹付けコンクリート厚 [cm]	ロックボルト [m × 本]	鋼製支保工	補助工法	覆工巻厚 [cm]	中央壁
A	側壁導坑(3本)先進上半	30	6 × 4	200HH	パイプルーフ(31.5~33m × 39本, 全線)	50(鉄筋)	有
B	側壁導坑(3本)先進上半	25	-	使用	パイプルーフ(20m × 38本, 坑口) フォアパイル(3m) 薬液注入(中間地山)	35(鉄筋)	有
C	側壁導坑(3本)先進上半	25	-	200H(I 期線) 250H(II 期線)	垂直縫地ボルト	55(鉄筋)	有
D	中央導坑先進上半	20~25	-	200H(外周) 150H(中壁・インバート)	パイプルーフ(24m(鉄道軌道直下), 12m(坑口)) 長尺先受け 薬液注入	60~80 (鉄筋)	有
E	側壁導坑(3本)先進上半	20	-	使用	パイプルーフ(始点側坑口) フォアパイル(3m × 26本) 垂直縫地ボルト(土被りID以下区間および破砕帯) 鏡ボルト	50	有
F	中央導坑先進ショートベンチ	15	3 × 14	坑口区間のみ使用	-	40(鉄筋)	有
G	側壁導坑(3本)先進	25	-	100H 150H(中央導坑底盤)	長尺先受け(12~18m × 25~31本) 鏡ボルト(15~21m × 14~21本) 鏡吹付け	50	有
H	側壁導坑(3本)先進上半	20	4 × 7~11	使用	フォアパイル(2.5m × 14~16本) 薬液注入(中間地山)	40~60	有
I	側壁導坑(3本)先進上半	20	-	200(先進坑) 250H(後進坑)	フォアパイル(1.5m) 薬液注入(砂礫層の中間地山に地上より注入)	60(鉄筋)	有
J	中央導坑先進上半	20~30	4 × 4	200H・250H(先進坑) 200H(後進坑)	パイプルーフ(56.5m × 32本, 終点側坑口) 薬液注入(MJS工法, 起点側39mまで) 薬液注入(脚部) 長尺フォアパイル(12.5m, 民家直下) フォアパイル(3m × 29本)	60	有
K	側壁導坑(3本)先進上半	25	-	250H	-	45~55	有
L	中央導坑先進上半(坑口40m) ショートベンチ	25	4 × 4~14	200H	長尺先受け(12.5m × 27本坑口) 注入式ボルト(中間地山)	40(鉄筋)	有
M	上半先進ショートベンチ	20	-	?	パイプルーフ(20~34m × 24~29本, 坑口と土被り 1.5D以下区間) 薬液注入(中間地山)	30(鉄筋)	無
N	上半先進ベンチカット	25	-	250H	長尺先受け(12m × 38) 薬液注入(脚部) 地山プレロード工	70	無
O	中壁分割(CD)	22.5	4 × 11	175H(外周) 150H(中壁)	フォアパイル(2m)	40(鉄筋)	無
P	全断面	17.5	3 × 8	125H	フォアパイル(3m × 8本) 長尺鋼管フォアパイル 長尺鏡ボルト	40	無
Q	中壁分割(DD)	20~25	4 × 12	200H(外周) 150H(中壁・インバート)	フォアパイル(3m) 垂直縫地ボルト	60(鉄筋)	無
R	側壁導坑先進 底設導坑先進	25	-	200H	パイプルーフ(12.7m × 17本, 起点側) 長尺先受け(パイプルーフ区間除く) 薬液注入(底設導坑区間) フットパイル(側壁導坑区間) 鋼管パイル(4.4m × 4本, 脚部補強)	40~65	無
S	上半先進ベンチカット	25	-	使用	長尺先受け(12.5~18m × 27~44本) パイプルーフ(25m × 26本, 坑口) 長尺鏡ボルト 鏡吹付け プレロードシェル工 薬液注入(脚部)	45~115 (鉄筋)	無

(a) 先行・後行トンネル掘削時の応力再配分に伴う応力集中への警戒から, ほぼ全てのケースで両トンネルの支保工が単設トンネルの場合よりも増強された。また, 応力集中や過度の緩みを防止するため, トンネル中間の地山で地山改良などが施されるケースが多い。

(b) 18 件でトンネル周辺の地表・地中に既設構造物が存在し, 変位量等の制限値が設定された。また, 全事例で最小土被りは 2.0D 以下であり, さらに 9 件は未固結な土砂地山を対象としていることから, 全ての事例で 2 本のトンネル掘削の相互干渉による多大な地表面沈下の発生が懸念され, 早期断面閉合や先受け工などの対策が採られた。

以上の事例について, Fig. 3-15 に掘削径 D で規準化した土被り H と離間距離 B を示す。(a)はメガネトンネル, (b)は離隔のある双設トンネルについて示している。Fig. 3-15 より, 相互干渉が懸念される

Table 3-6 豊浦硅砂と模型地盤の物性値(3次元降下床実験)

章	実験種別				実験パラメータ			ケース数 計44
					土被り H	下降順序	離間距離 B	
4	2次元	単設	降下床		0.50D 0.75D 1.00D 1.25D	-	-	8
			上昇床		1.50D 2.00D 3.00D 4.00D			8
	3次元	単設	降下床		0.50D 1.00D 1.50D 2.00D			4
5	2次元	双設	降下床		0.50D 1.00D 2.00D 4.00D	降下床A→B 降下床A,B同時	(0.0のみ)	8 [4]
	3次元				0.50D 1.00D 1.50D 2.00D	(降下床A→Bのみ)		4
6	2次元	双設	降下床		0.50D 1.00D 2.00D 4.00D	(降下床A→Bのみ)	0.00D 0.50D 1.00D 1.50D	16 [4]

※()は固定パラメータ, []は他の実験と重複するケース数

双設トンネルのほとんどが、 $4.0D$ 以下の土被りに $1.5D$ 以下の離間距離で設置されている。このことから、双設降下床実験では、土被り $4.0D$ 以下で離間距離 $1.5D$ 以下の範囲を対象とした。なお、参考までに各トンネルの諸元を Table 3-5 に示しておく。

(2)実験パターン

本研究で実施する全ての実験パターンを Table 3-6 にまとめる。

第4章では、土被り H を変化させて行なった実験について述べる。2次元降下床(上昇床)実験では、 $H = 0.50D \sim 4.00D$ で各 8 ケース、3次元降下床実験では $H = 0.50D \sim 2.00D$ で 4 ケースを実施する。

第5章では、土被りと降下床の下降順序をパラメータとした2次元双設降下床実験を行う。実験は、2つの降下床を一つずつ下降させる実験(以下、順次下降実験と呼ぶ)と同時に下降させる実験(以下、同時下降実験と呼ぶ)に対して、 $H = 0.50D \sim 4.00D$ で各 4 ケース実施する。なお、同時下降実験は、トンネル掘削過程をより適切に考慮した順次下降実験と比較するために試行する。3次元双設降下床実験は、 $0.50D \sim 2.00D$ の4種類の土被り H に対して順次下降実験のみ実施する。

第6章では、土被りと離間距離をパラメータとして2次元双設降下床実験を実施する。 $0.50D \sim 4.00D$ の4種類の土被りにおいて、 $0.00D \sim 1.50D$ の4種類の離間距離で2つの降下床を設置し、順次下降実験のみ実施する。

(3)実験手順

まず、全ての計測器の正常動作を確認し、値を初期化する。次に、地山を作成し、各計測項目の初期計測を行なう。続いて、降下床に静的に変位を与えながら、所定の変位量で諸量の計測を行なう。

単設降下床(上昇床)実験では、降下床 A を 2 mm 下降(上昇)させる。双設降下床実験の場合、同時下降実験では、降下床 A と B を同時に 2 mm 下降させる。順次下降実験では、降下床 A を 2 mm 下降させた後、降下床 B を 2 mm 下降させる。なお、順次下降実験では、降下床 A を先行降下床、降下床 B を後続降下床と呼ぶ。

計測項目は、降下床の変位量、地山底面における荷重および土圧、地表面変位形状である。計測値はデータロガー(TDS-301)を経由して、パーソナルコンピュータに転送する。パーソナルコンピュータ上では、計測ソフトウェアを用いて計測制御、データ表示と保存を行なう。

3.3 数値解析の概要

3.3.1 解析の目的

前節で説明した降下床実験は、小寸法の重力場実験であるため相似則を満足せず、応力・ひずみ等の力学変量が実地盤に対して普遍性を保持しているとは言い難い。このような実験の結果から実物の挙動に関して直接、定量的な議論をするのはナンセンスである。また、地山物性など諸条件の違いがトンネルの力学挙動に及ぼす影響を逐一実験的に検討するのは、諸条件のモデル化の困難さや考慮すべき条件の多様さという点で合理的ではない。これに対して、数値解析的にトンネル周辺の現象を再現できれば、実物挙動を定量的かつパラメトリックに評価することが可能である。本研究では、トンネルの力学挙動を適切に表現できる数値解析の構築を目指し、降下床実験に対して数値解析を適用する。解析の主な目的は以下の3つである。

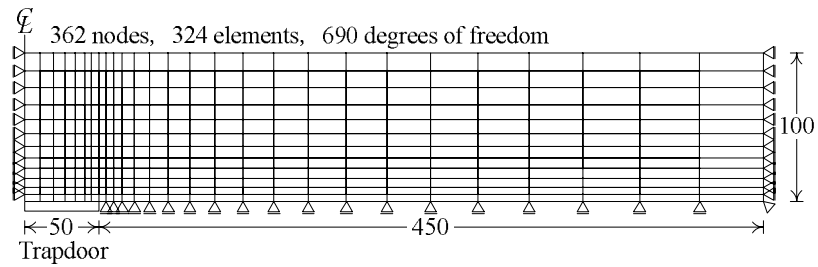
- (a) 降下床実験に対する数値解析の適用性を検証する。
- (b) 実験では計測困難な地山内部の土圧変化や変形を把握し、トンネル周辺地山の力学挙動に更なる考察を加える。
- (c) 土圧評価手法を構築するために参考となるデータを蓄積する。

3.3.2 解析手法および条件

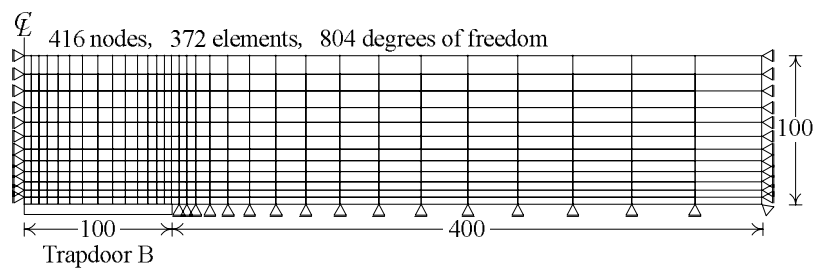
数値解析手法には、弾塑性有限要素法を用いた。実験条件を考慮して、2次元降下床実験に対して2次元平面ひずみ解析、3次元降下床実験に対して3次元解析を実施した。

2次元および3次元降下床実験に対する領域分割の一例として、それぞれFig. 3-16, 17に土被り $H = 1.0 D$ について解析メッシュを示す。2次元降下床実験(順次下降実験)を除く全ての実験ケースで、地盤および実験条件に対称性を見出せることから、解析領域を模型地盤の半分の領域としている。なお、2次元解析の領域分割は、224～2772 節点、189～2666 要素、420～5451 自由度である。3次元解析では、1408～3186 節点、1980～3960 要素、5026～10516 自由度である。

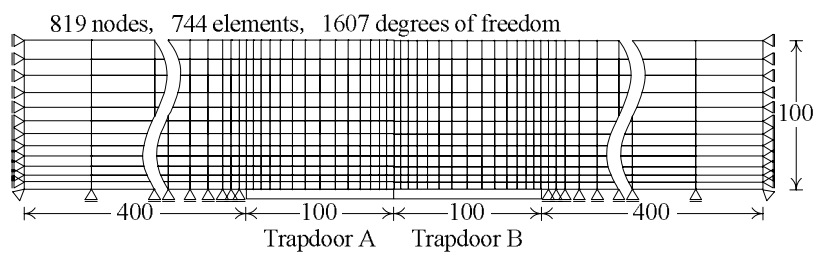
降下床の下降(上昇)は、降下床直上の節点に鉛直下方(上方)への強制変位を与えることで模擬し、降下床下降量 $\delta_i = 2.0 \text{ mm}$ (2次元解析は 0.005 mm / Step 、3次元解析は 0.010 mm / Step)まで下降(上昇)させる。なお、変位が不連続になる降下床端部の特異点では、Fig. 3-18に示すように強制変位量に勾配をつける。領域境界の側面および降下床直上を除く底面では、面に垂直な方向の変位のみ拘束する。



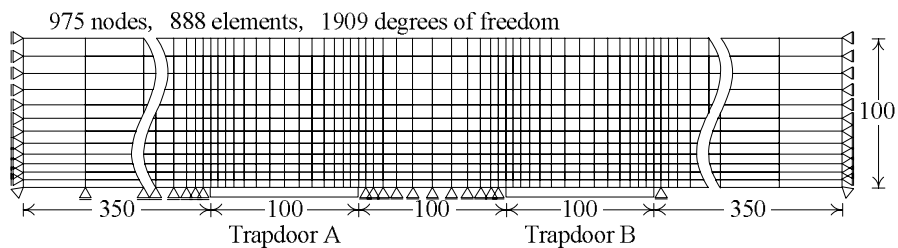
(a) 単設降下床実験および単設上昇床実験



(b) 双設降下床実験～同時下降実験



(c) 双設降下床実験～順次下降実験 (離隔B = 0.00)



(d) 双設降下床実験～順次下降実験 (離隔B = 1.00)

Fig. 3-16 2次元降下床実験に対する解析メッシュ

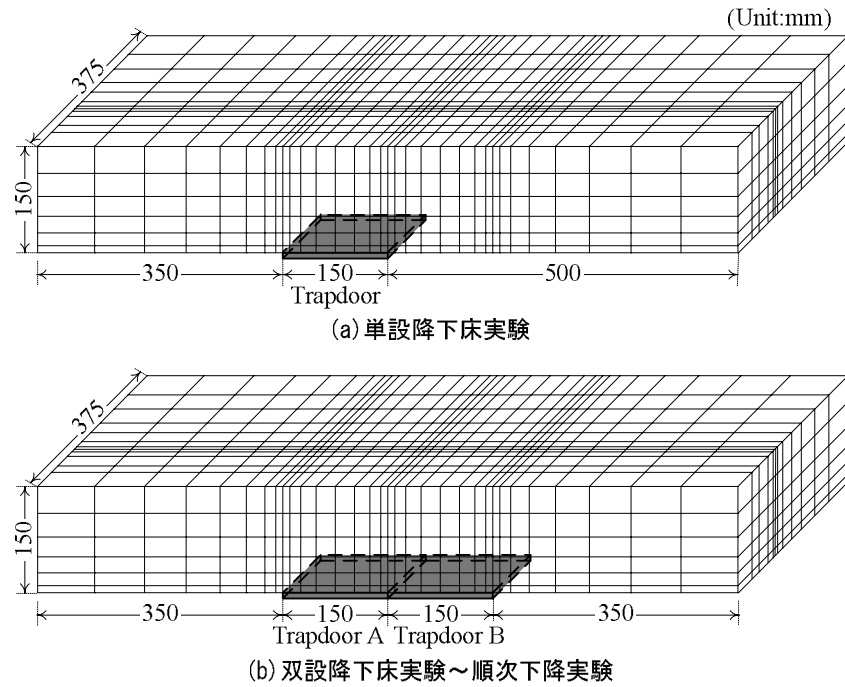


Fig. 3-17 3次元降下床実験に対する解析メッシュ

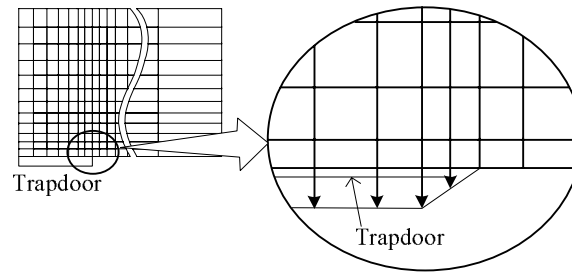


Fig. 3-18 降下床端部の境界条件

3.3.3 模型地山のモデル化

(1) 地山材料の力学特性

アルミ棒積層体および豊浦硅砂の力学特性は、砂の移動硬化型弾塑性モデル(*Kinematic t_{ij} - Sand model*)^{64), 65)}を用いてモデル化した。本構成モデルでは、①中間主応力が土の変形・強度特性に及ぼす影響、②ひずみ増分方向の応力経路依存性、③正負のダイレイタンス特性、④繰り返し载荷や主応力方向の回転などに伴う応力誘導異方性、が適切に考慮されている。

本構成モデルにおける土質パラメータは、 C_t 、 C_e 、 m 、 α 、 R_f 、 D_f 、 R_f 、 D_f 、 ν_e の計8つであるが、その全てに力学的意味があり、地山材料の要素試験によって客観的に決定することができる。まず、 C_t 、 C_e 、 m は等方圧密载荷・除荷試験より決定されるパラメータであり、 C_t と m は圧密载荷時の平均主応力 p と体積ひずみ ε_v^e を関係付ける。 α 、 R_f 、 D_f は三軸圧縮試験より求められるパラメータであり、 α は破壊時の最大主ひずみ ε_1 より決定される。 R_f 、 D_f はそれぞれ破壊時の主応力比(σ_1 / σ_3)およびダイレイタンス勾配($d\varepsilon_v / d\varepsilon_1$)である。 ξ は三軸圧縮・伸張試験における逆振りせん断時の弾性域の大きさを表す。最後に、 ν_e はポアソン比である。

アルミ棒積層体および豊浦硅砂の土質パラメータをTable 3-7に示す。アルミ棒積層体の土質パラメータは、Fig. 3-9に示した二軸圧縮試験の結果⁵⁸⁾をもとに決定した。Fig. 3-19に実験結果と本構成モデ

Table 3-7 アルミ棒積層体および豊浦硅砂の土質パラメータ

土質パラメータ	アルミ棒積層体	豊浦硅砂
C_t	1.00×10^{-2}	0.84×10^{-2}
C_e	0.78×10^{-2}	0.60×10^{-2}
m	0.3	0.3
α	0.65	0.85
$R_f = (\sigma_1 / \sigma_3)_{f(comp.)}$	2.65	4.7
$D_f = (d\varepsilon_v / d\varepsilon_1)_{f(comp.)}$	-0.35	-0.6
ξ	0.1	0.4
ν_e	0.2	0.2

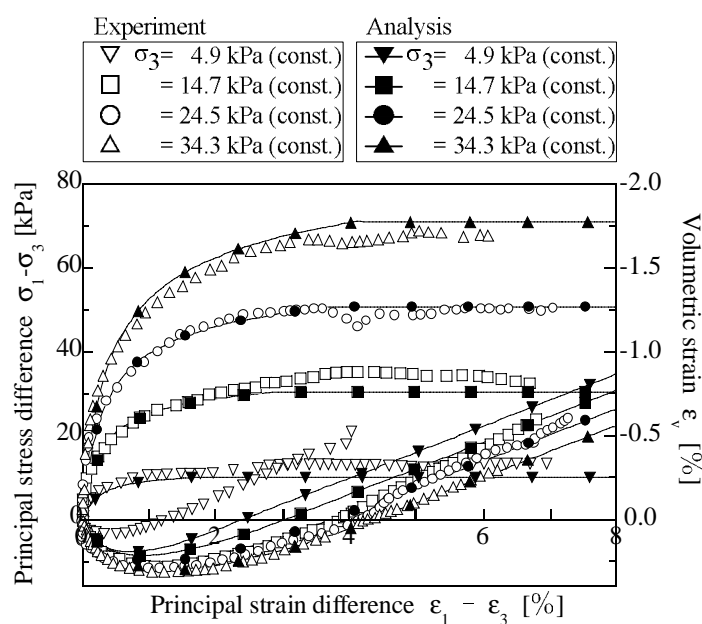
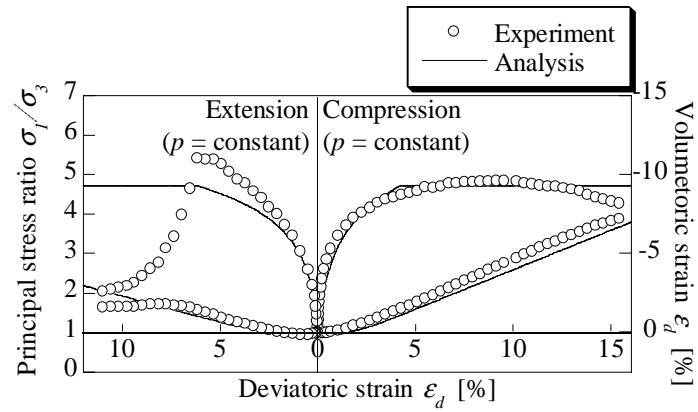


Fig. 3-19 アルミ棒積層体の二軸試験とシミュレーションの比較

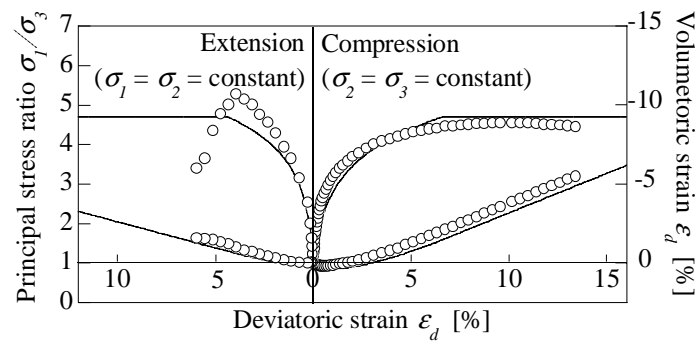
ルによるシミュレーション結果の比較を示す。Fig. 3-19より、解析値はアルミ棒積層体の強度や正負のダイレイタンスーなど実験値を概ね捉えている。一方、豊浦硅砂の土質パラメータは、豊浦硅砂の三軸圧縮および伸張試験の結果⁶⁶⁾をもとに決定した。三軸試験結果とシミュレーション結果の比較をFig. 3-20に示す。Fig. 3-20は実験初期における平均主応力 $p = 196 \text{ kPa}$ の等方応力状態から、(a)平均主応力一定、(b)側圧一定、(c)軸圧一定の条件下で行われた三軸圧縮および伸張試験の結果である。Fig. 3-20より、解析結果は、三軸伸張試験における急激なひずみ軟化現象が十分には捉えられていないものの、地山材料の強度や正負のダイレイタンスー特性など、密な砂に見られる典型的な挙動を表現できている。

(2)初期応力

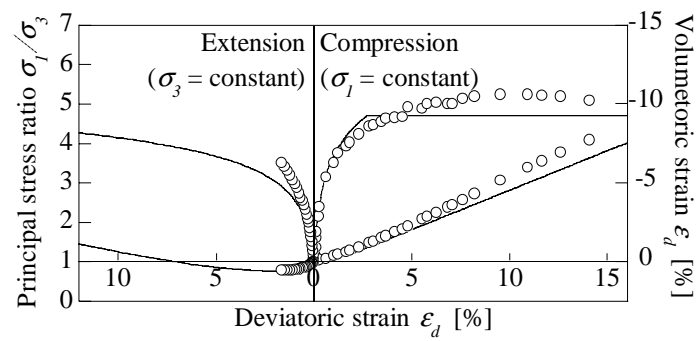
初期応力状態は、重力場かつ異方的であると仮定した。すなわち、鉛直土圧は土被り圧、水平土圧は土被り圧に静止土圧係数を乗じた値とした。2次元模型地山の静止土圧係数 K_0 は、前述のアルミ板引抜き試験結果より $K_0 = 0.6$ を用いた。3次元模型地山に関しては、相対密度88.3%とかなり密であることから、文献(67)などを参考に $K_0 = 0.6$ と設定した。



(a) 平均主応力一定条件



(b) 側圧一定条件



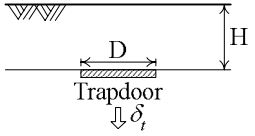
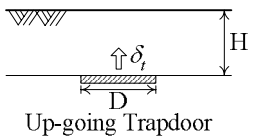
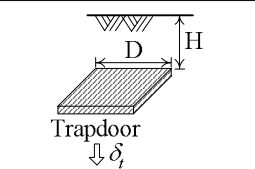
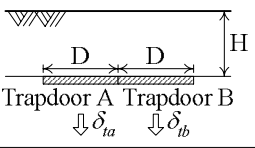
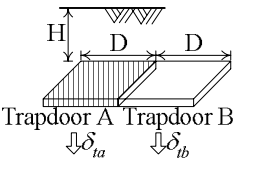
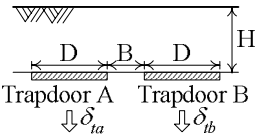
(c) 軸圧一定条件

Fig. 3-20 豊浦硅砂の三軸試験とシミュレーションの比較

3.3.4 解析パターン

全解析パターンを Table 3-8 にまとめる．降下床実験とほぼ同様の 48 ケースについて，解析を実施した．ただし，土被りや離間距離に関して検討範囲が若干異なっている．

Table 3-8 解析パターンのまとめ

章	実験種別			実験パラメータ			ケース数 計48
				土被り H	下降順序	離間距離 B	
4	2次元	単設	降下床 	0.50D 1.00D 1.50D	-	-	6
			上昇床 	2.00D 4.00D 6.00D			6
	3次元	降下床		0.50D 1.00D 1.50D 2.00D			4
5	2次元	双設	降下床 	0.50D 1.00D 2.00D 4.00D 6.00D	降下床A→B 降下床A,B同時	(0.0のみ)	10 [5]
	3次元			0.50D 1.00D 1.50D 2.00D	(降下床A→Bのみ)		4
6	2次元	双設	降下床 	0.50D 1.00D 2.00D 4.00D 6.00D	(降下床A→Bのみ)	0.00D 0.50D 1.00D 1.50D 2.00D	25 [5]

※()は固定パラメータ, []は他の実験と重複するケース数

第4章 単設トンネル掘削時の力学挙動に関する検討

4.1 概説

単設トンネル周辺の地山における土圧発生機構を解明するためには、地山挙動に卓越した影響を及ぼすと推測される土被りの影響を掌握しておく必要がある。そこで本章では、まず、単設トンネルの掘削を模擬した2次元および3次元降下床実験と、周辺地盤の不同沈下を模擬した2次元上昇床実験を行い、土被りに着目してトンネル周辺地山の力学挙動を検討する。続いて、これらの実験に対して有限要素解析を実施し、実験では計測困難な地山内部の諸量の変化に詳細な考察を加える。さらに、トンネルおよび周辺地山に作用する土圧評価手法に関する検討として、降下床に作用する土圧、上昇床に作用する土圧、および降下床周辺における土圧分布を算定する。

ところで、第5、6章では双設トンネルの力学挙動を論究するが、双設トンネルでも十分な離隔を設けて掘削されれば互いに干渉しないので、単設トンネルとみなすことができる。従って、本章で実施する単設降下床実験は、第5、6章の検討における基礎データと位置付けることもできる。

4.2 トンネル掘削を模擬した降下床実験

ここでは、2次元および3次元降下床実験の結果を示し、土被りによる地山挙動の差異について検討する。これら2種類の実験では、土被りに関する定性的傾向は同様であったため、両実験の結果を並行して示す。なお、本節で示す実験結果は、文献(24)に示されているものと同様である。

4.2.1 降下床周辺における土圧特性

(1) 降下床に作用する土圧

降下床に作用する平均鉛直土圧(以下、降下床土圧と呼ぶ)の推移をFig. 4-1に示す。(a)は2次元実

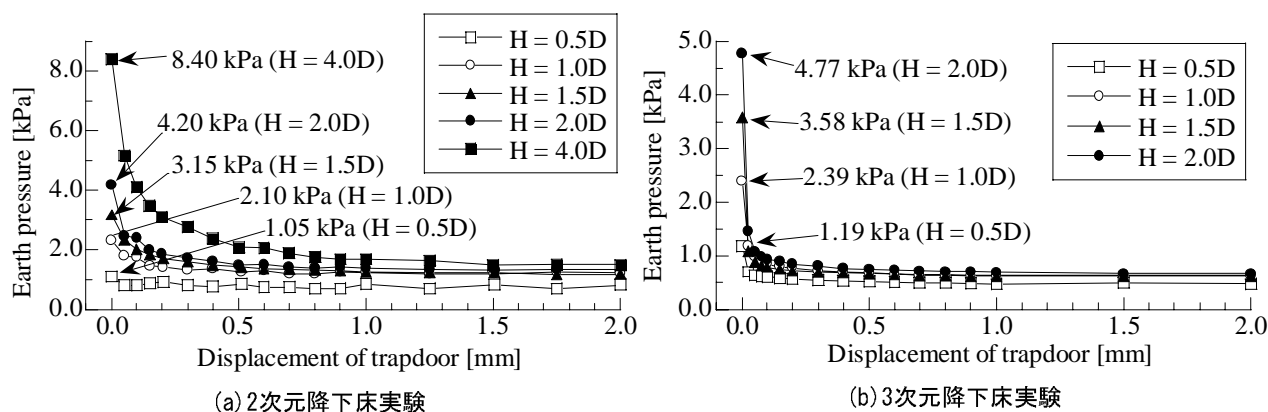


Fig. 4-1 降下床土圧の推移

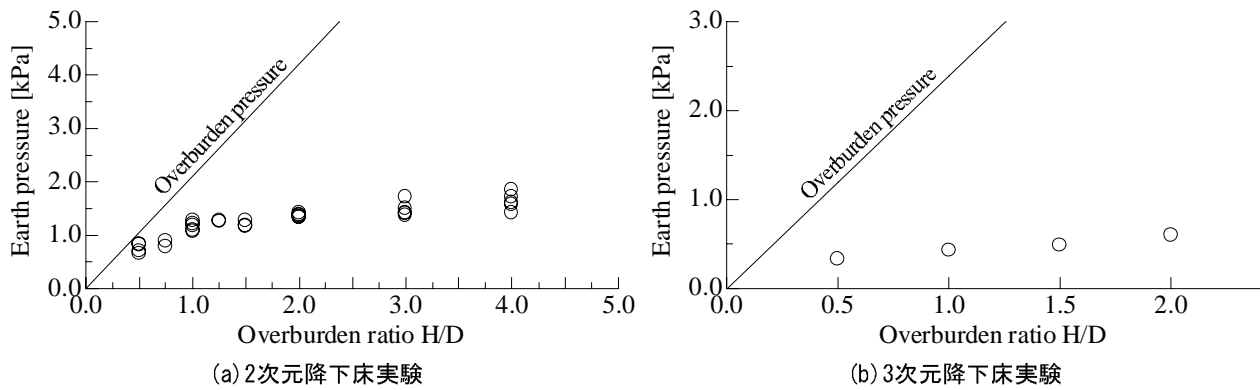


Fig. 4-2 土被りと降下床土圧の最終値の関係

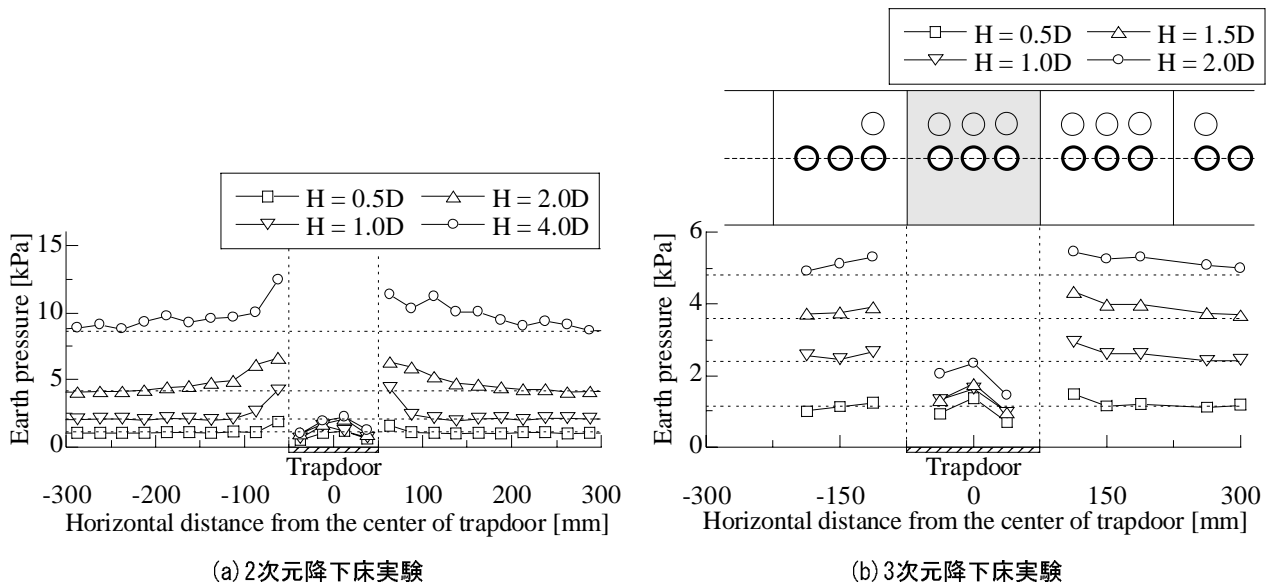


Fig. 4-3 降下床周辺地山における鉛直土圧の分布

験, (b)は3次元実験の結果である. なお, 平均鉛直土圧は, 降下床に作用する荷重の合計を降下床の面積で除した値である. 同図より, 降下床土圧は, 降下床が下降するとすぐさま初期値から急減し, 2次元実験では $\delta_f = 1 \text{ mm}$, 3次元実験では $\delta_f = 0.5 \text{ mm}$ までにはほぼ一定値に収束することがわかる.

Fig. 4-2 (a), (b)は, それぞれ2次元および3次元降下床実験の実験終了時点($\delta_f = 2 \text{ mm}$)の降下床土圧である. プロットは実験値, 実線は土被り圧(初期土圧)を表す. この図より, 降下床土圧は, 浅い土被りでは初期土圧に近い値になるが, 大きな土被りでは, 土被りによらず, 初期土圧よりかなり小さい値を示す. また, 同図に示した降下床土圧を土被り圧に換算した被り高さは, 2次元実験では $0.31D \sim 0.85D$, 3次元実験では $0.14D \sim 0.25D$ である. この結果と単純に比較すると, 現行設計で定められている最低被り高さ $1.00D \sim 2.00D$ は, 安全側の基準値といえる.

(2) 周辺地山に作用する土圧

Fig. 4-3 に降下床下降後($\delta_f = 2 \text{ mm}$)の降下床周辺における鉛直土圧分布を示す. (a)は2次元実験, (b)は3次元実験の結果である. 同図中には, 各実験パターンの土被り圧(初期土圧)を破線で表す. この図より, Fig. 4-1 で示した降下床土圧の減少分が周辺地山に再配分される様子を把握できる. この現象は, 地山の自重は不変なので当然といえる. 分布形状に着目すると, 降下床近傍ほど土圧変化が激しいことがわかる. また, 高土被りであるほど, 周辺地山の広い範囲にわたって土圧が増加する様

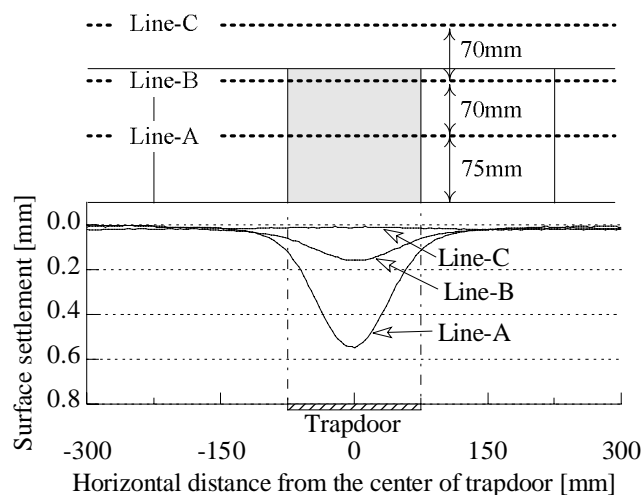


Fig. 4-4 各計測線における地表面沈下形状の比較 (3次元降下床実験, $H = 1.0D$)

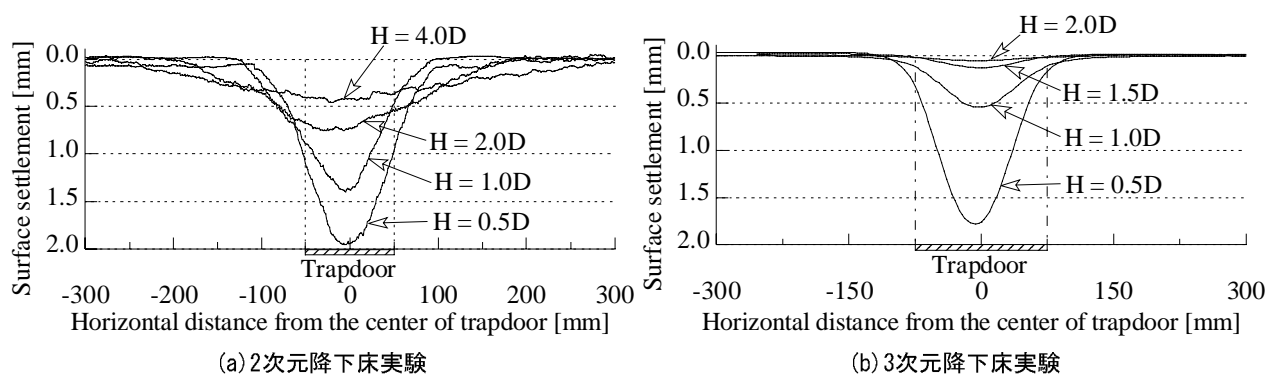


Fig. 4-5 地表面沈下形状

子を確認できる．なお，これらの結果は，文献 1)に示されているものと同様である．これらの結果から，トンネル掘削に伴う土圧増加は，トンネル近傍ほど顕著だといえる．また，土圧変化という観点からすると，土被りが大きくなるほどトンネル掘削の影響範囲は広い．

ところで，実験パターンによらず， $\delta_f = 1 \text{ mm}$ 以降は土圧分布形状がほとんど変化しなかった．これは，降下床が 1 mm 程度下降するまでに地山が塑性崩壊し，それ以降は変形だけが進行するためと考える．そこで，実験終了時点($\delta_f = 2 \text{ mm}$)は極限平衡状態にあると考え，本章第 6 節において提案する土圧分布の算定法による計算結果と比較する．

4.2.2 地山の变形挙動

(1)地表面変位

3次元降下床実験では，Fig. 3-8 に示す Line-A, B, C で地表面形状を計測した．Fig. 4-4 に，降下床下降後($\delta_f = 2 \text{ mm}$)の 3 測線における地表面沈下形状の一例を示す．同図より，降下床中心に近い計測線ほど沈下量が大きくなるのがわかる．この傾向は，土被りによらず同様であった．よって，以下においては，地表面沈下形状が最も大きい Line-A についてのみ実験結果を示す．

Fig. 4-5 に各土被りの降下床下降量 $\delta_f = 2.0 \text{ mm}$ における地表面沈下形状を示す．(a)は 2 次元実験，(b)は 3 次元実験の結果である．Fig. 4-5 より，地表面沈下形状は降下床中心線から左右にほぼ対称な形状であり，土被りが小さいほど地表面沈下量は大きくなるのがわかる．特に，土被り $H = 0.5D$ で

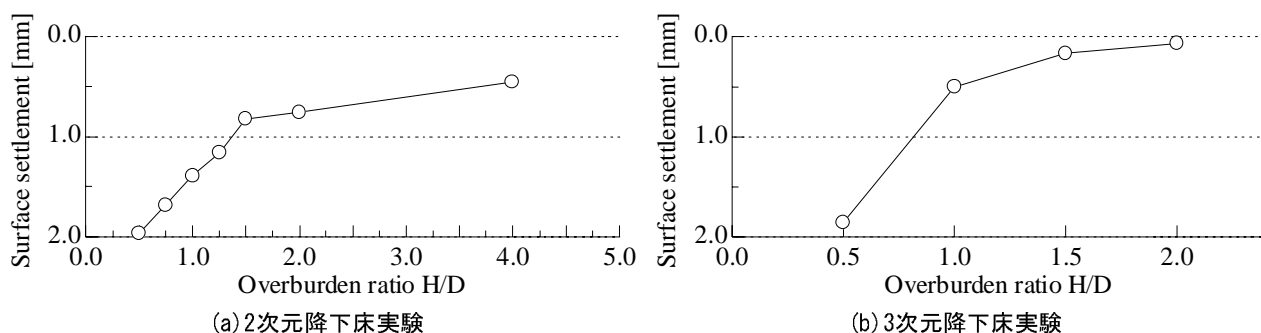


Fig. 4-6 土被りと最大沈下量の関係

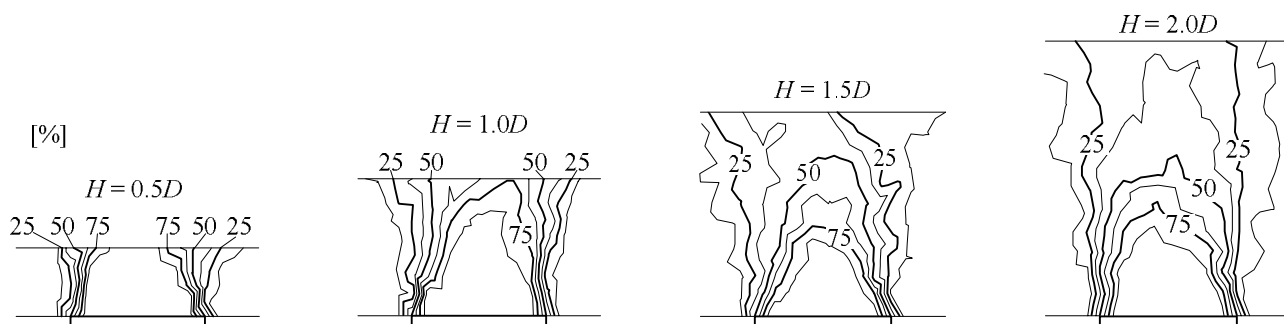


Fig. 4-7 降下床上の地山の変位分布

は、降下床直上の地表面が陥没するように沈下する．一方、高土被りほど沈下する範囲は広く、沈下量は小さくなる．3次元実験では $H = 1.5D$ 以上になると、ほとんど地表面沈下は生じない．

Fig. 4-5 に示した地表面沈下形状について、沈下量の最大値を Fig. 4-6 に示す．Fig. 4-6 より、土被りが $0.5D$ の場合には、降下床下降量 δ_f (2.0 mm) とほぼ同量の沈下が発生するが、土被りが大きくなるほど沈下量は小さくなる．

(2) 地中の変位

Fig. 4-7 に、2次元降下床実験で撮影したデジタル画像を解析することで得た地山内の変位分布を示す．同図は実験終了時 ($\delta_f = 2$ mm) の変位分布であり、等高線は降下床下降量 δ_f に対する変位の比率を表す．Fig. 4-7 より、土被り $H = 0.50D$ では、全ての変位等高線が降下床端部からほぼ垂直に発達して地表面に達し、降下床直上の地山と周辺地山の間で変位が不連続になる．一方、土被りが大きくなるほど、変位等高線がアーチ状に分布するようになり、降下床の下降による影響が地山に抑制されて地表面に伝わり難くなる．

以上の結果から、土被りが浅いほどトンネル掘削の影響が地表面に明瞭に現れ、特に $0.5D$ 以下の土被りではトンネル直上の地山が陥没すると予想される．このような浅い土被りでは、トンネル掘削に伴う地上構造物への影響は避け難く、十分な配慮が必要になるものと考えられる．

4.3 周辺地盤の不同沈下を模擬した上昇床実験

ここでは、周辺地盤がトンネルに対して相対沈下する際の力学現象を再現する手法の一つである上昇床実験の結果を示し、土被りによる地山挙動の差異を中心に考察を加える。同実験は、実際のトンネルを想定した実験としての位置付けだけでなく、降下床実験との照査により基礎的な土圧発生機構に関する知見を得るためにも有効と考えられる。

4.3.1 上昇床周辺における土圧特性

上昇床に作用する鉛直土圧の平均値(以下、上昇床土圧と呼ぶ)の推移を Fig. 4-8 に示す。また、実験終了時($\delta_u = 2 \text{ mm}$)の上昇床土圧と土被り圧を Fig. 4-9 に示す。Fig. 4-8 より、上昇床土圧は、実験初期に急増するが、その後増加が緩やかになり、実験終了時点までにはほぼ一定値に収束する様子を確認できる。Fig. 4-9 より、上昇床土圧は小さな土被りでは土被り圧に近い値を示すが、土被りが大きくなるにつれ指数関数的に急増することがわかる。

Fig. 4-10 は実験終了時($\delta_u = 2 \text{ mm}$)の上昇床周辺における鉛直土圧分布である。同図には、破線で各実験パターンの土被り圧を示した。上昇床直上の地山に受働側の変形が生じるので、Fig. 4-10 に示すように、上昇床には周辺地山に押し下げられるような形で付加的な鉛直土圧が作用する。一方、土圧分布形状の特徴は降下床実験と同様である。すなわち、上昇床端部に近いほど土圧変化が激しく、土被りが大きくなるほど土圧変化は広範囲にわたる。

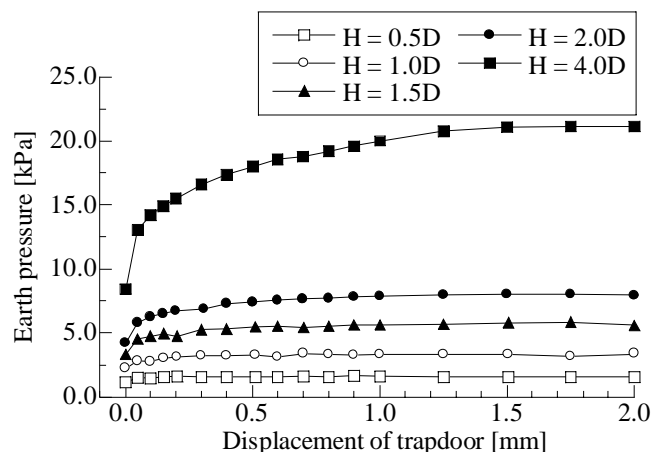


Fig. 4-8 上昇床土圧の推移

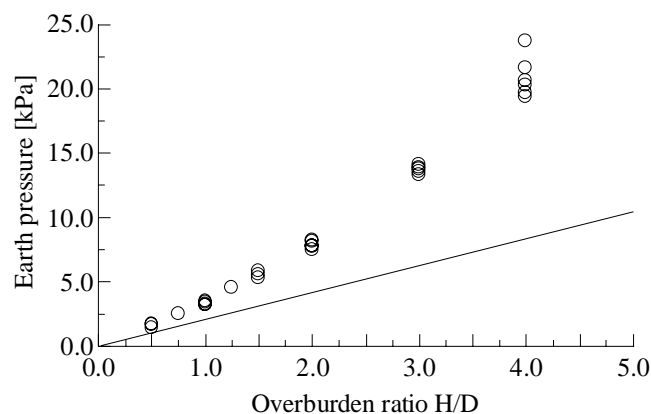


Fig. 4-9 土被りと上昇床土圧の最終値の関係

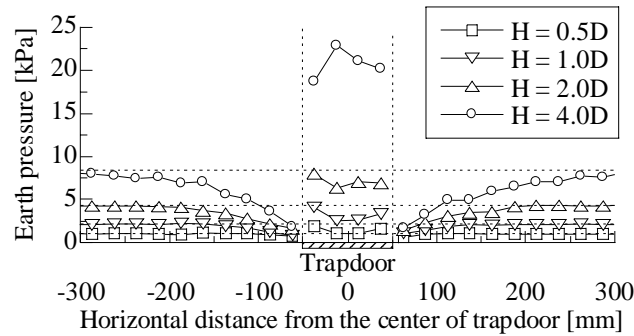


Fig. 4-10 上昇床周辺地山における鉛直土圧の分布

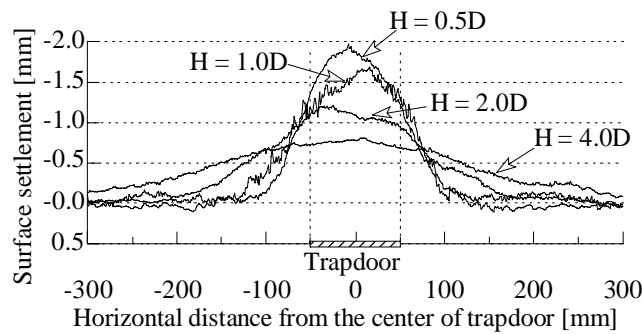


Fig. 4-11 地表面隆起形状

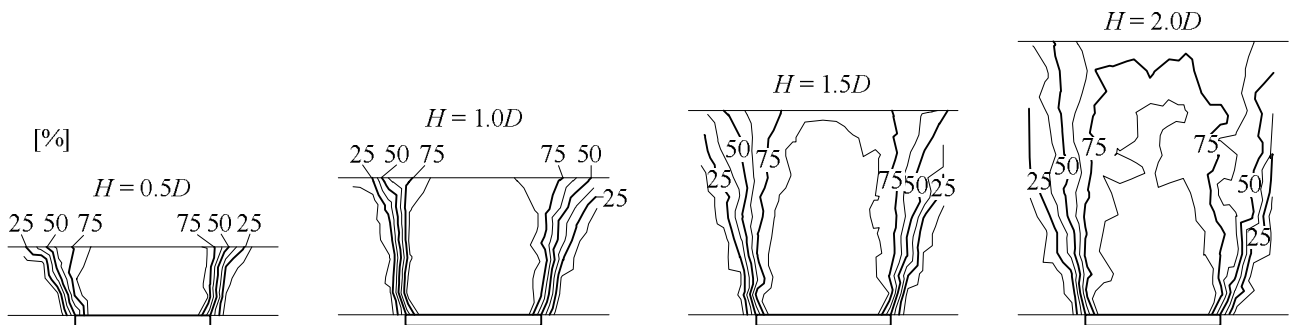


Fig. 4-12 上昇床上の地山の変位分布

以上の結果から、トンネル周辺地山が不同沈下を生じる場合には、トンネルに付加的な鉛直土圧が作用し、最終的には土被り圧を大きく上回る土圧が作用する可能性がある。また、この付加的な鉛直土圧は、土被りが大きくなるほど顕然になることに注意が必要である。

4.3.2 地山の変形特性

Fig. 4-11 に、各土被りの実験終了時点($\delta_d = 2 \text{ mm}$)における地表面隆起形状を示す。Fig. 4-12 に、デジタル写真の画像解析により得た上昇床周辺地山の変位分布($\delta_d = 2 \text{ mm}$)を示す。Fig. 4-12 の等高線に付した値は、上昇床上昇量 δ_d に対する変位の比率である。これらの図より、地表面隆起形状や地中変位分布は降下床中心からほぼ左右対称になることがわかる。また、土被りに関する傾向は降下床実験と同様であり、浅い土被りほど地表面での変位量が大きく、高土被りほど地表面変位が広範囲に生じる。Fig. 4-12 より、変位等高線は上昇床端部から鉛直上方に発達するが、土被りが大きくなると変位等高線がアーチ状に分布する。ただし、Fig. 4-7 に示した降下床実験の結果と比較すると、上昇床実験における等変位量線のほうがより広範囲に広がることをわかる。

4.4 降下床実験および上昇床実験に対する数値解析

本節では、降下床実験および上昇床実験に対して実施した弾塑性有限要素解析の結果を示す。まず、解析値と実験値の比較を行い、数値解析の実現象に対する適用性を検証する。続いて、降下床実験について、解析結果を元に地山内部の諸量の変化について検討し、トンネル掘削時の地山挙動に考察を加える。また、降下床実験と上昇床実験について解析値を比較し、両者の違いから土圧発生メカニズムについて検討する。

4.4.1 実験値との比較

ここでは、本研究で実施した数値解析の妥当性を証明する。すなわち、本数値解析が、土圧と変位の両面について、降下床および上昇床実験における力学現象を正確に再現できることを示す。数値解析が実験における力学現象を的確にシミュレートできるならば、解析結果を詳細に検討することで、トンネル周辺の地山の力学挙動に更なる考察を加えることが可能となる。

(1) 降下床実験に対する数値解析

Fig. 4-13 に、実験値と解析値の比較の一例として、土被り $H = 1.0D$ における降下床下降後 ($\delta_f = 2 \text{ mm}$) の土圧分布形状を示す。(a), (b) はそれぞれ 2 次元および 3 次元降下床実験と数値解析の比較である。同図より、降下床上での土圧の減少や周辺地山での土圧増加、降下床端部に近いほど土圧変化が顕著であることなど、降下床実験と同様の現象が本数値解析においても再現されている。

次に、降下床土圧の比較を行なう。Fig. 4-14 に降下床土圧と降下床下降量の関係を示す。Fig. 4-14

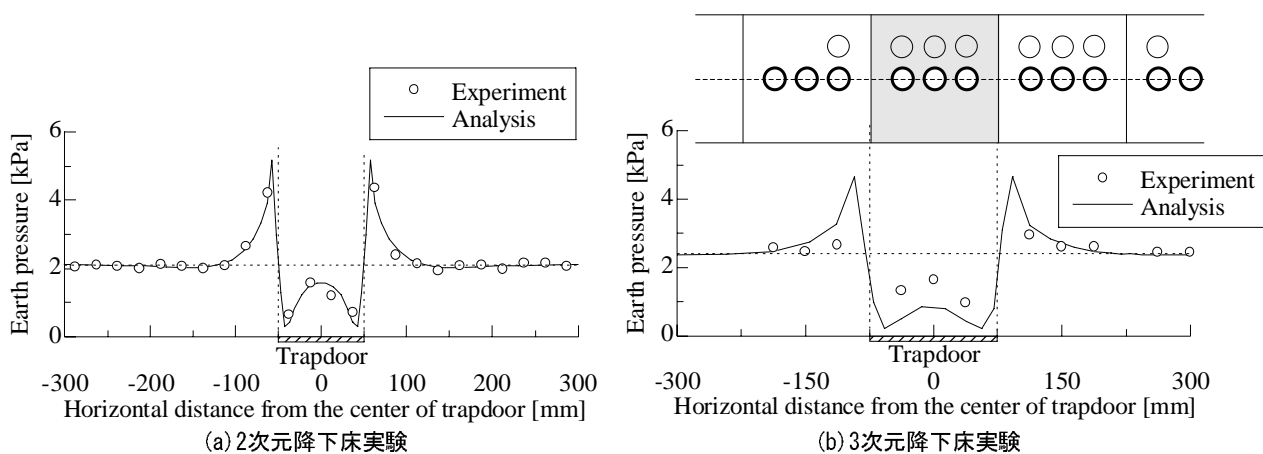


Fig. 4-13 降下床周辺地山における鉛直土圧の分布 ($H = 1.0D$)

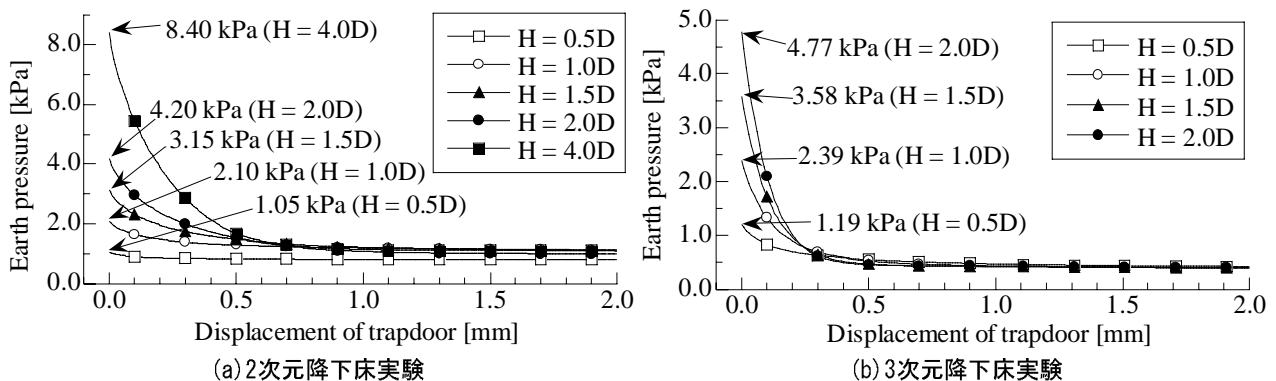


Fig. 4-14 降下床土圧の推移 (数値解析)

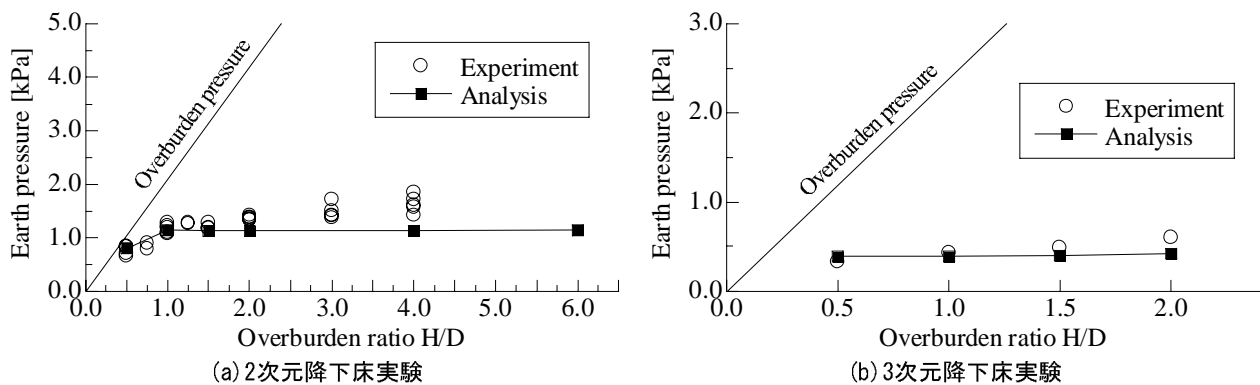


Fig. 4-15 実験値と解析値の比較～降下床土圧の最終値

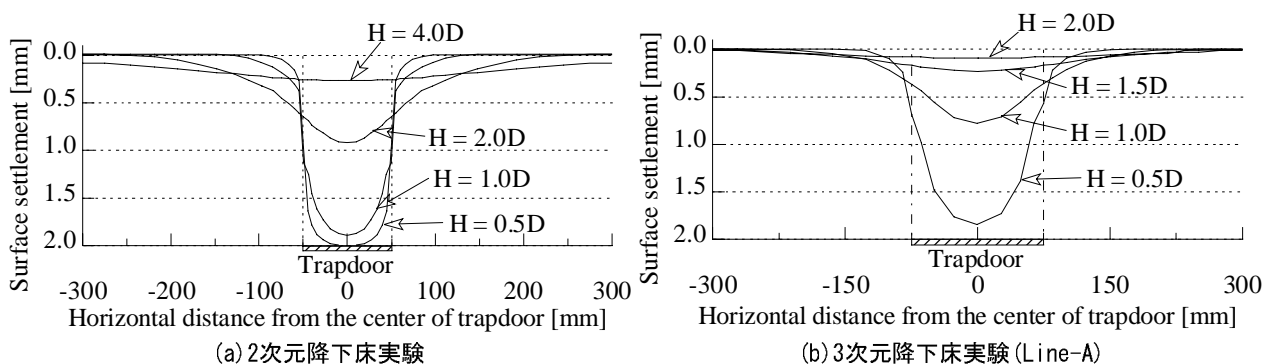


Fig. 4-16 地表面沈下形状 (数値解析)

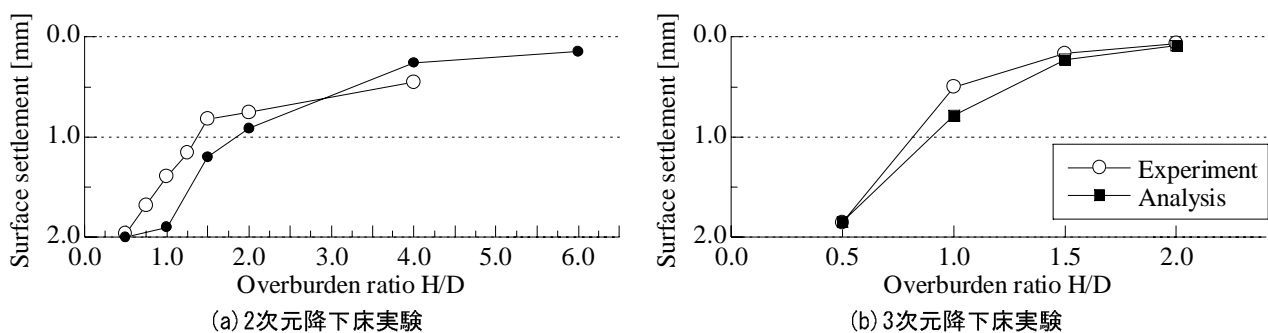


Fig. 4-17 実験値と解析値の比較～最大沈下量

は、Fig. 4-1 に示した実験値に対応する解析結果である。同図より、降下床土圧が降下床の下降とともに急激に減少し、ほぼ一定値に収束するという降下床実験の傾向は、数値解析においても同様に確認できる。ただし、数値解析では、実験に比べて降下床下降初期の降下床土圧の変化が緩やかである。続いて、Fig. 4-1 および Fig. 4-14 に示した降下床土圧について、降下床下降後($\delta_f = 2 \text{ mm}$)の値を Fig. 4-15 に示す。この図から、数値解析値は精度良く実験値を捉えていることが確認できる。

最後に、地表面沈下について比較を行なう。Fig. 4-16 に各土被りの降下床下降量 $\delta_f = 2 \text{ mm}$ における地表面沈下形状を示す。Fig. 4-16 は、Fig. 4-5 に示した実験結果に対応する解析結果である。同図より、数値解析においても、高土被りほど沈下量は小さく、沈下形状は幅広くなるという実験傾向が的確に再現されている。Fig. 4-5 および Fig. 4-16 に示した地表面沈下形状に関して、最大沈下量を比較したのが Fig. 4-17 である。同図より、数値解析値は土被りに関する定性的傾向だけでなく、沈下量の大きさも精度良く捉えられていると考える。

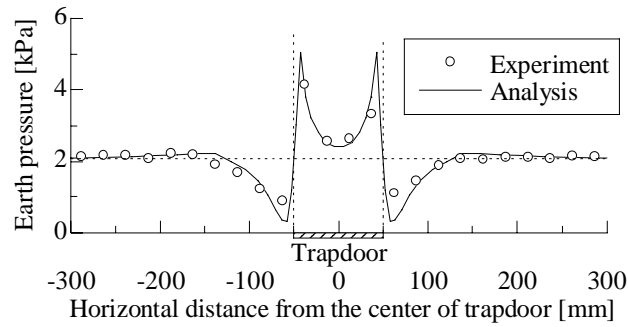


Fig. 4-18 上昇床周辺地山における鉛直土圧の分布 ($H = 1.0D$)

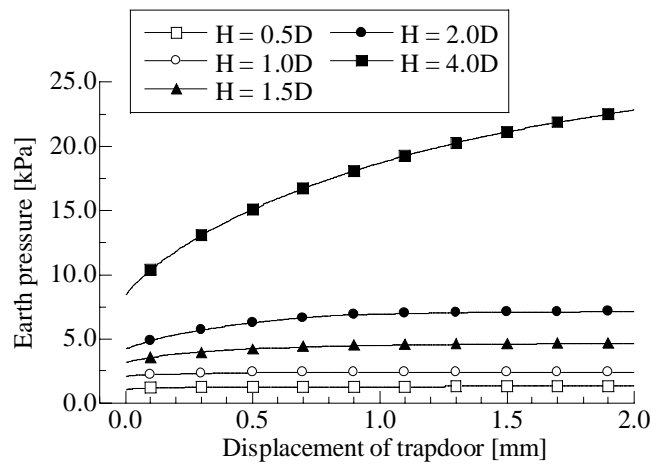


Fig. 4-19 上昇床土圧の推移(数値解析)

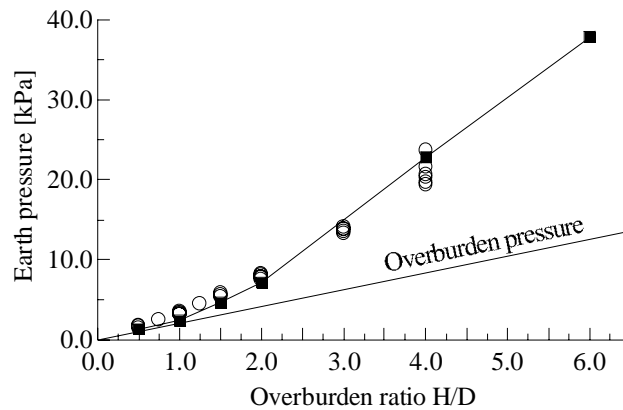


Fig. 4-20 実験値と解析値の比較～上昇床土圧の最終値

(2) 上昇床実験に対する数値解析

Fig. 4-18 に、実験値と解析値について上昇床上昇後($\delta_u = 2 \text{ mm}$)の土圧分布形状の一例を示す．この図に示したように、上昇床上での土圧増加や周辺地山での土圧減少など、上昇床実験における土圧分布が数値解析においても表現できていることがわかる．つぎに、Fig. 4-19 に上昇床土圧と上昇床上昇量の関係を示す．Fig. 4-19 は、Fig. 4-8 に示した実験値に対応する解析結果である．同図より、数値解析においても上昇床実験と同様の土圧増加が確認されるが、その変化は緩やかである．続いて、Fig. 4-8 および Fig. 4-19 より得た $\delta_u = 2 \text{ mm}$ での上昇床土圧の比較を Fig. 4-20 に示す．同図から、数値解析は精度良く実験結果を捉えている．

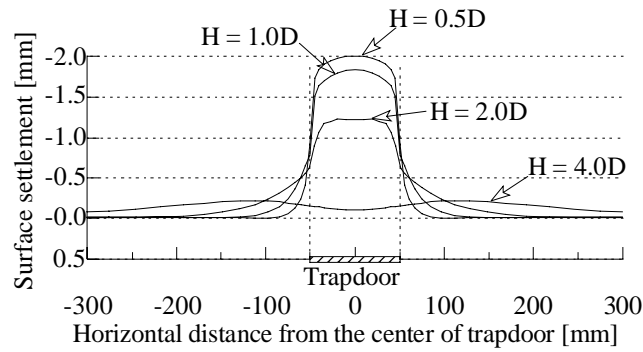


Fig. 4-21 地表面隆起形状 (数値解析)

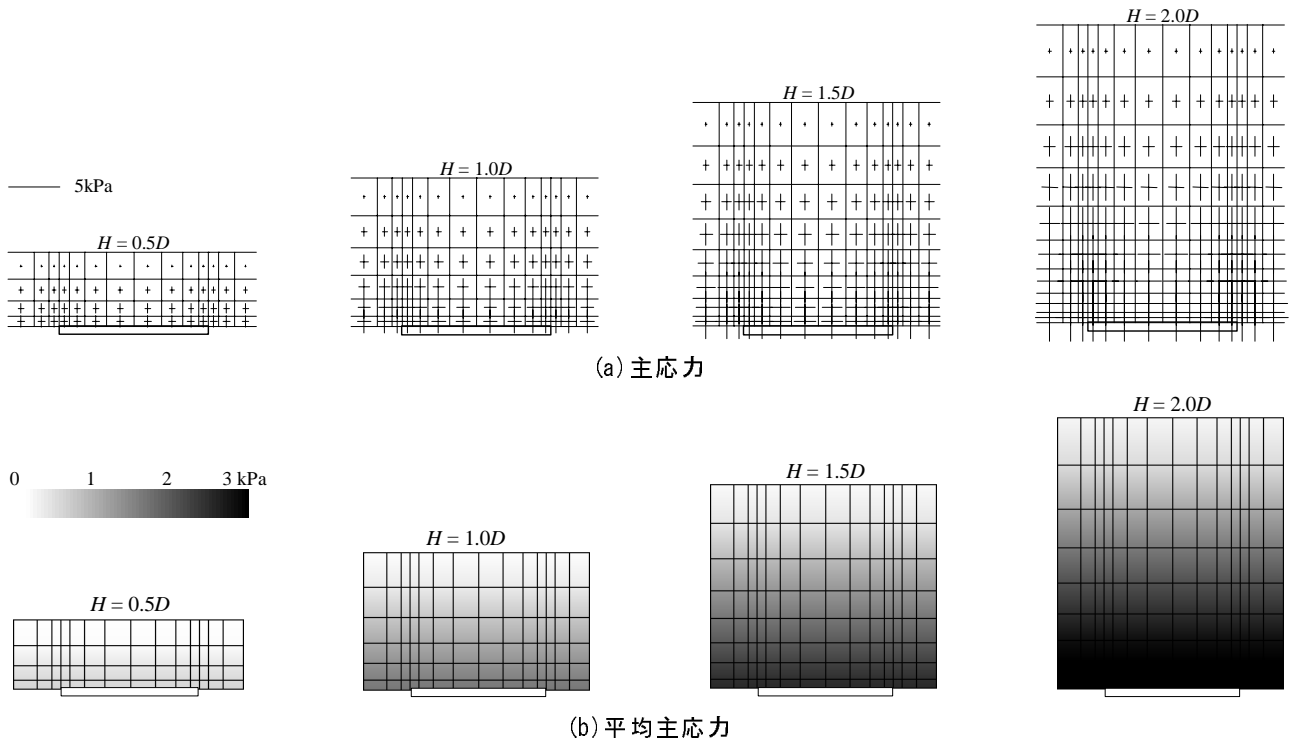


Fig. 4-22 降下床中心線上の鉛直断面における諸量の分布 ($\delta_t = 0.0$ mm)

Fig. 4-21 に上昇床上昇量 $\delta_u = 2$ mm における地表面隆起形状を示す. Fig. 4-21 は, Fig. 4-11 に示した実験結果に対応する解析結果である. 同図より, 数値解析においても, 高土被りほど隆起量は小さく, 隆起形状は幅広くなるという傾向を確認できる.

4.4.2 トンネル掘削時のメカニズムの検討

2 次元および 3 次元単設降下床実験に対する数値解析の結果を元に, 実験では計測困難な地山内部の諸量の変化について検討し, トンネル掘削時の地山の力学挙動に考察を加える. ただし, 2 次元および 3 次元解析では, 土被りに関する定性的傾向は同様であったため, ここでは主に 3 次元解析の結果を示しながら, 議論を進める. なお, 3 次元解析の結果は, 全て降下床中心線直上の地山縦断面について示す.

まず, Fig. 4-22 に, 降下床下降前 ($\delta_t = 0.0$ mm) の地山の応力状態を示す. (a) は最大・最小主応力の大きさとその方向, (b) は平均主応力の分布を表す. なお, 本数値解析では, 解析終了まで引張り応力の発生は確認されなかったため, (a) に表示した応力は全て圧縮応力である. Fig. 4-22 示したように,

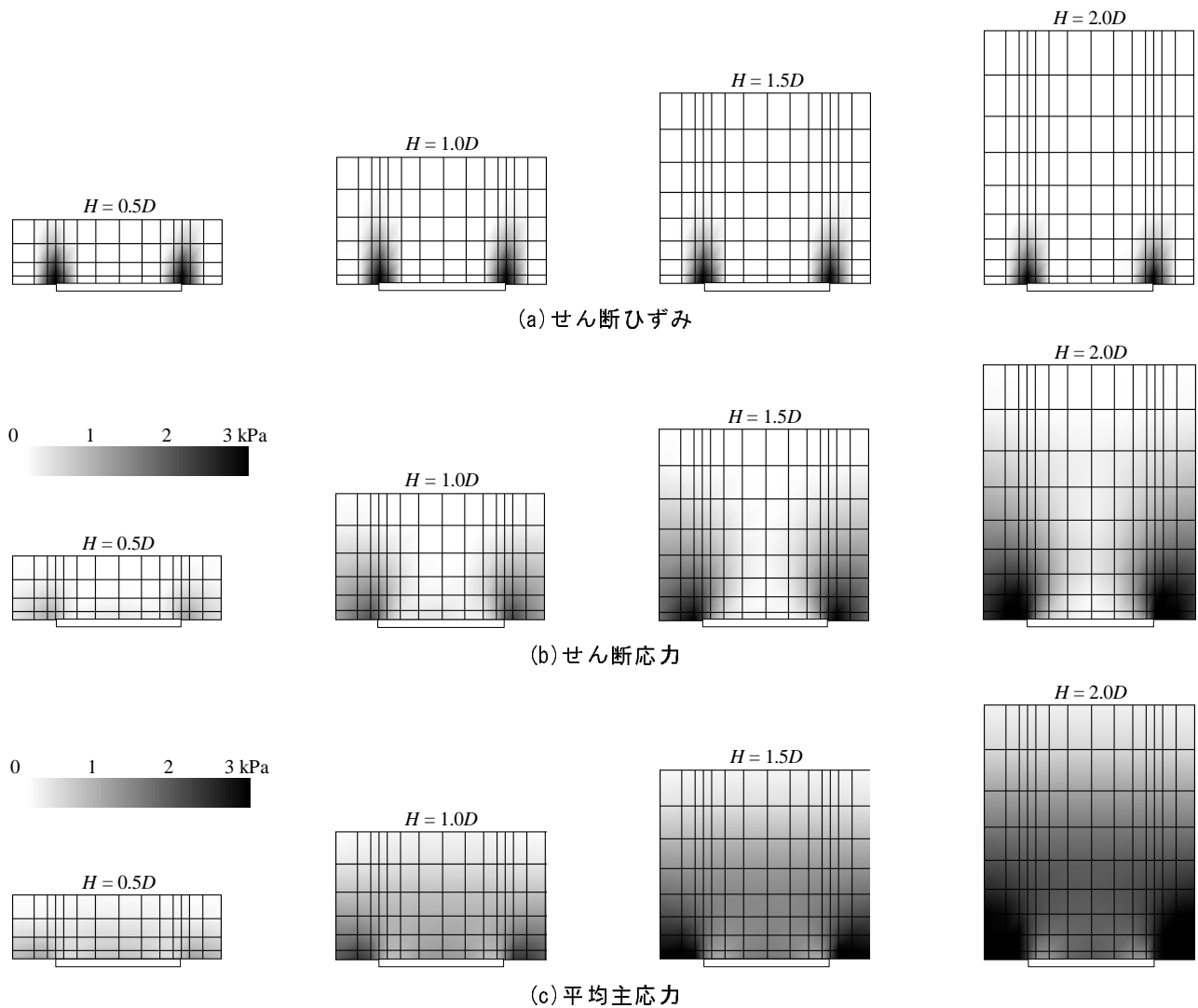


Fig. 4-23 降下床中心線上の鉛直断面における諸量の分布 ($\delta_t = 0.2 \text{ mm}$)

降下床下降前の地山では、鉛直方向を最大主応力方向、水平方向を最小主応力方向として応力が一様に分布し、応力は土被りに比例して大きくなる。

Fig. 4-23 に、降下床下降初期($\delta_t = 0.2 \text{ mm}$)の地山内部におけるせん断ひずみ、せん断応力、平均主応力の分布を示す。なお、Fig. 4-23～26 に示すせん断ひずみ(応力)は、すべて偏差ひずみ(応力)の第 2 不変量を表す。Fig. 4-23 (a) に示すように、降下床の下降に伴って、降下床端部付近の地山では変位が不連続になるため、せん断ひずみが発生し、降下床下降初期には、土被りによらず鉛直上方へとせん断帯が発達する。このとき、Fig. 4-23 (b) に示すように、降下床端部付近の地山ではせん断応力が増加する。これに伴って、降下床直上の地山では鉛直応力が解放されるため、降下床下降前(Fig. 4-22 (b))と比較して Fig. 4-23 (c) では、降下床直上の、特に降下床端部付近では応力が減少している。

続いて、Fig. 4-24 に、降下床下降後($\delta_t = 2.0 \text{ mm}$)の地山内のせん断ひずみ、主応力、平均主応力、体積ひずみ、変位の分布を示す。Fig. 4-24 (a) より、降下床下降初期に降下床端部より発生したせん断帯(Fig. 4-23 (a) 参照)は、更なる降下床の下降に伴って、土被り $H = 0.5D$ の場合には、ほぼ鉛直上方に発達し地表面まで達するが、土被り $H = 1.0D$ 以上の場合には、降下床直上の地山を覆うように進展する。特に、土被り $H = 1.5D$ 以上の場合、せん断帯が降下床をアーチ状に取り囲む形で形成される。

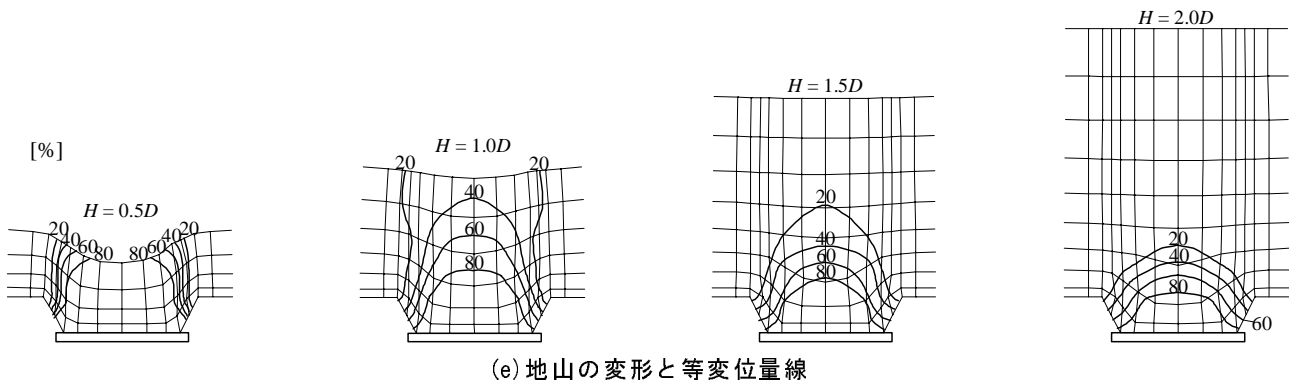
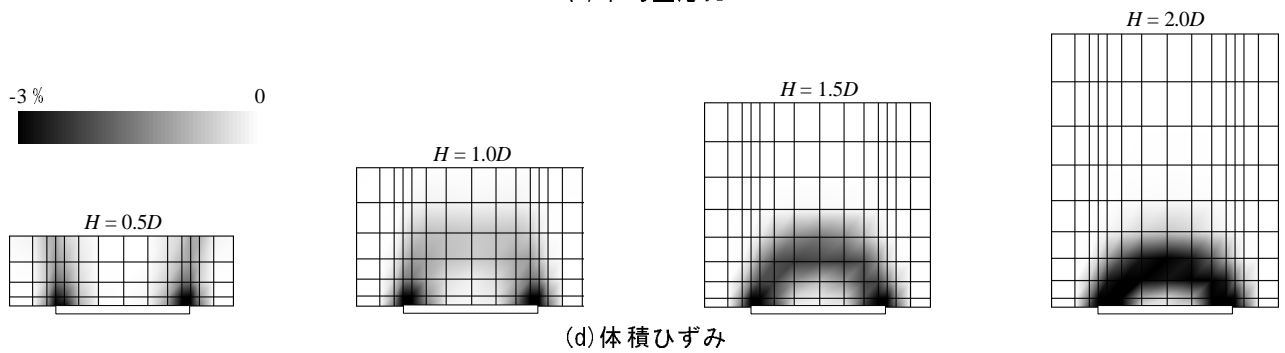
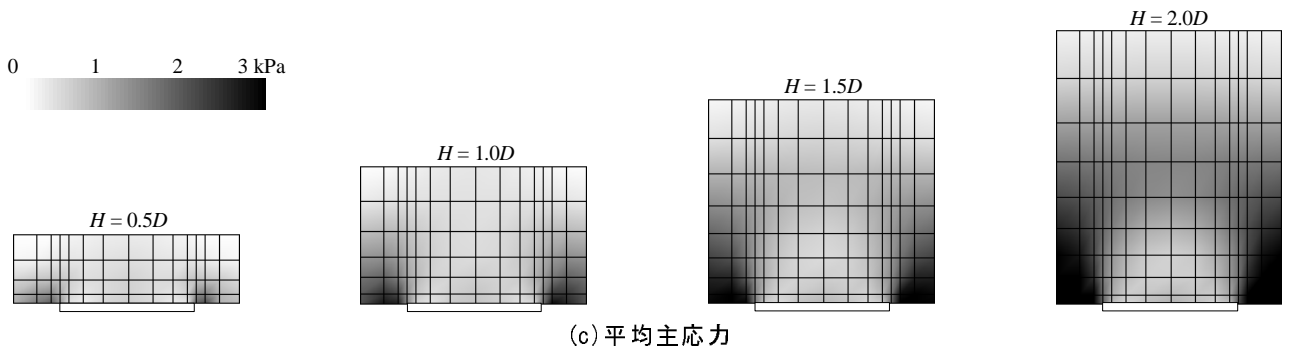
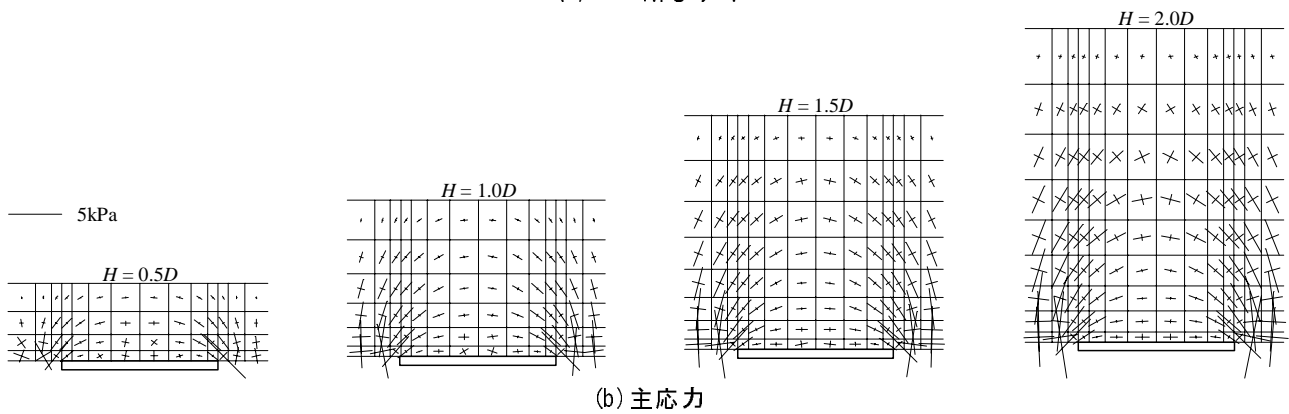
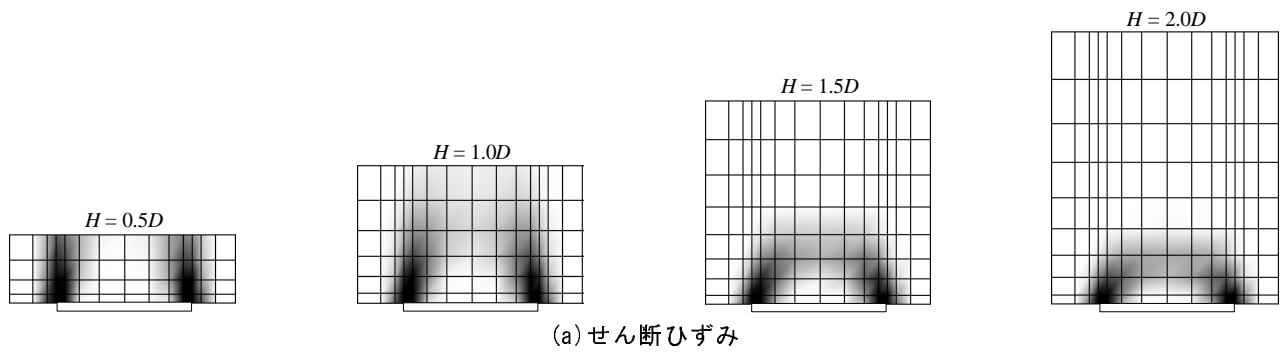


Fig. 4-24 降下床中心線上の鉛直断面における諸量の分布 ($\delta_t = 2.0 \text{ mm}$)

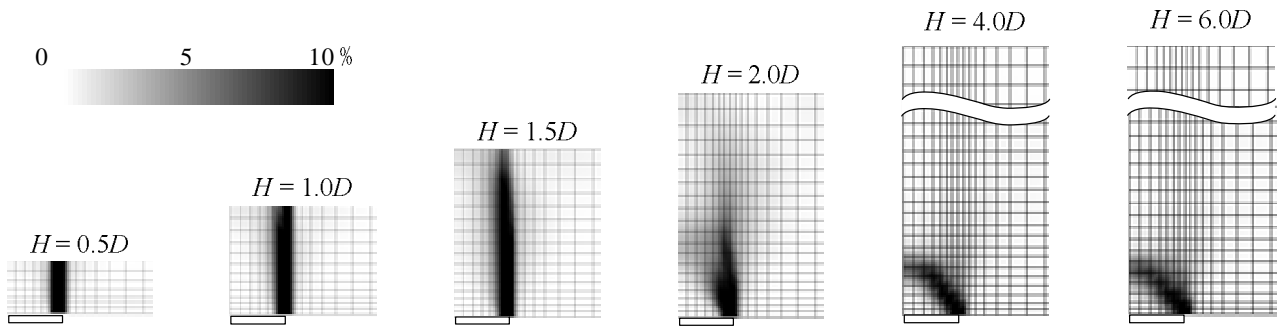


Fig. 4-25 降下床直上地山におけるせん断ひずみの分布 ($\delta_t = 2.0 \text{ mm}$)

Fig. 4-24 (b), (c) は降下床下降終了時の地山の応力状態を表す. Fig. 4-24 (b) は最大・最小主応力の大きさとその方向, Fig. 4-24 (c) は平均主応力の分布であり, それぞれ Fig. 4-22 (a), (b) と比較することで降下床下降前との差異を把握することができる. なお, Fig. 4-24 (b) では, Fig. 4-22 (a) と同様に圧縮応力のみ表示した. Fig. 4-24 (b), (c) より, 降下床端部のすぐ外側の地山に応力集中が現れ, そこから上方へと最大主応力を伝える形でアーチ状の曲線(以下, 応力伝達線と呼ぶ)が形成されるとともに, 降下床直上の地山では平均主応力が減少する. このとき, 土被り $H = 0.5D$ では, 応力伝達線の繋がりが不明瞭であるが, $1.5D$ 以上の土被りでは, 応力伝達線はせん断帯(Fig. 4-24 (a) 参照)やその外側の地山にアーチ状に形成され, その内側における平均主応力の減少が明確である. 以上の結果より, 土被りが小さい場合には, 降下床端部より発達するせん断帯は, 地表面にまで達しアーチ状にはならない. 一方, ある程度の土被りがあれば, せん断帯や応力伝達線はアーチ状に形成され, 降下床土圧は明確に減少するため, 地山が安定した状態に保たれる.

続いて, 体積ひずみの分布(Fig. 4-24 (d))より, せん断帯(Fig. 4-24 (a))とほぼ同じ位置で体積膨張(正のダイレイタンス)していることがわかるが, これは本解析で, 正のダイレイタンス特性を有する地盤材料をモデル化した(Fig. 3-17 参照)ためと考えられる. Nakai and Xu²⁹⁾や Nakai et al.³⁰⁾も指摘しているように, ダイレイタンス特性が異なれば, せん断帯の形成過程に差異が生じると考えられることから, 今後さらに数値解析的に検討を行うことで, 地盤材料の正負のダイレイタンス特性がトンネル掘削時の力学挙動に及ぼす影響を定量化する必要があると考える.

Fig. 4-24 (e) は地盤の変形を表す. Fig. 4-24 (e) では, 実際に生じた変位を 20 倍に拡大して表示し, 併せて等変位量線を付した. 等変位量線は, 降下床下降量 $\delta_t (= 2.0 \text{ mm})$ に対する各節点の変位量の比率を百分率で表示している. Fig. 4-24 (e) より, 土被り $H = 0.5D$ の場合には, 降下床直上の地山が陥没する形で変形するのに対して, 土被り $H = 1.0D$ 以上の場合, 等変位量線は降下床直上の地山にアーチ状に分布しており, 特に土被り $H = 1.5D$ 以上では, 地表面までほとんど変形が及ばない. つまり, 土被り $H = 1.0D$ 前後を境として地盤の変形モードが大きく異なることがわかる.

最後に, 2 次元解析と 3 次元解析での地山挙動の差異について検討する. Fig. 4-25 は, 2 次元解析より得た降下床下降後($\delta_t = 2.0 \text{ mm}$)のせん断ひずみの分布である. この図に示したように, 2 次元解析においても 3 次元解析と同様に, 浅い土被りでは鉛直上方に発達して地表面に達するせん断帯が, 一定以上の土被りがあればアーチ状に形成される. しかしながら, アーチ状のせん断帯の形成には, 3 次元解析よりも大きい $2.0D \sim 4.0D$ の土被りが必要である. このような違いが生じるのは, 2 次元平面ひずみ解析では, 奥行き方向へのアーチ作用を期待できないことが原因と考える.

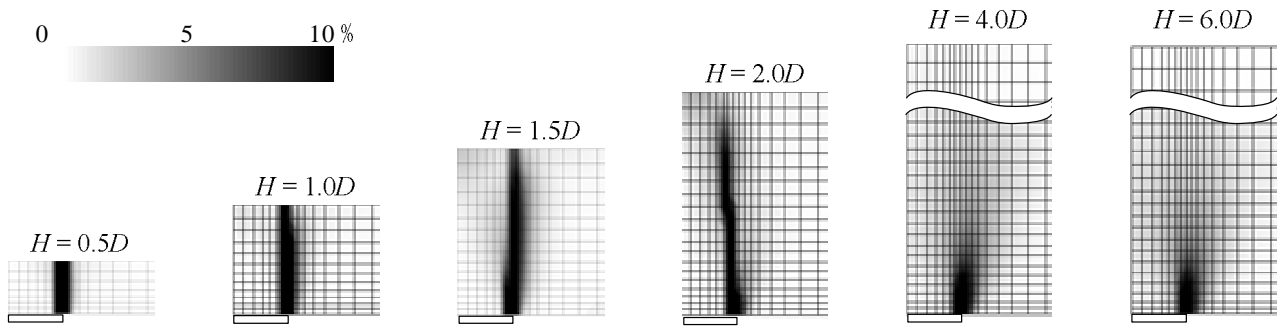


Fig. 4-26 上昇床直上地山におけるせん断ひずみの分布 ($\delta_v = 2.0 \text{ mm}$)

4. 4. 3 降下床実験と上昇床実験における地山挙動の比較

降下床実験と上昇床実験では、地山条件は全く同じであり、降下床(上昇床)を変位させる方向のみが異なる。ここでは、数値解析結果を比較し、両実験における地山挙動や土圧発生メカニズムの違いに考察を加える。

Fig. 4-26 に、上昇床上昇後($\delta_u = 2.0 \text{ mm}$)のせん断ひずみの分布を示す。同図に対応する降下床実験でのせん断ひずみ分布は、Fig. 4-25 に示してある。これらの図より、どちらの実験でも降下床(上昇床)端部からせん断帯が発達することがわかる。しかしながら、降下床実験では、一定以上の土被りがあればせん断帯がアーチ状に形成されるのに対して、上昇床実験では、せん断帯が進展する方向は常に鉛直上方である。ただし、上昇床実験では $4.0D$ 以上の土被りがあれば、せん断帯が途中で途切れ、地表には達しない。

Fig. 4-27 に、主要な土被りについて、降下床下降後の地山内の変位および応力を示す。上昇床実験に関しても同様の図を Fig. 4-28 に示す。Fig. 4-27, 28 の (a) は、変位を 20 倍に拡大して表示した変形図であり、降下床(上昇床)変位量 δ (δ_u) ($= 2.0 \text{ mm}$) に対する節点の変位量の比率を等変位量線で併記した。Fig. 4-27, 28 の (b) は、最大・最小主応力の大きさとその方向を示したものである。なお、表示した応力は、全て圧縮応力である。

Fig. 4-27, 26(a) より、どちらの実験においても、 $1.0D$ 以下の土被りの場合は、等変位量線が降下床(上昇床)端部からほぼ垂直に発達し、降下床(上昇床)直上の地山と周辺地山の間で変位が不連続になる。一方、比較的大きな土被りでは、等変位量線がアーチ状に分布し、地表面まで変位が伝達され難くなる。ただし、Fig. 4-7, 12 に示した実験結果と同様、上昇床実験の方が、より広範囲にわたって変位が生じる。

Fig. 4-27 (b) に示すように、降下床実験では、降下床の外側の地山から降下床側の地山に向かって、アーチ状の応力伝達線が形成され、降下床上の土被り荷重が周辺地山に支持される様子を確認できる。一方、上昇床実験では、Fig. 4-28 (b) に示すように、上昇床から上方へ放射状に応力伝達線が広がり、上昇床の上昇に対して周辺地山全体が抵抗するような応力状態となっている。

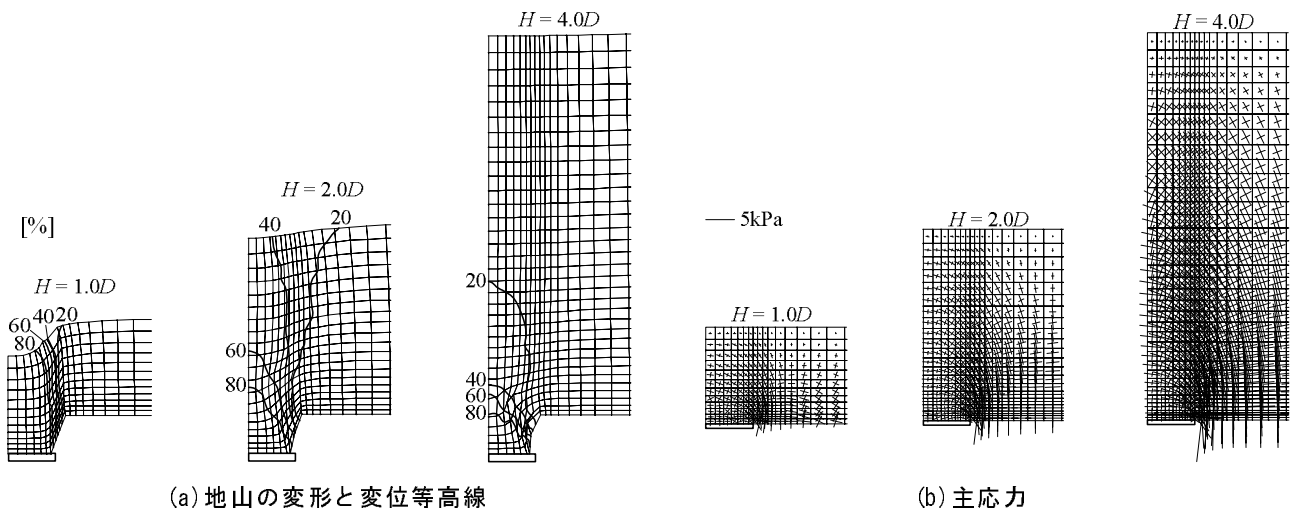


Fig. 4-27 降下床直上地山における諸量の分布 ($\delta_t = 2.0 \text{ mm}$)

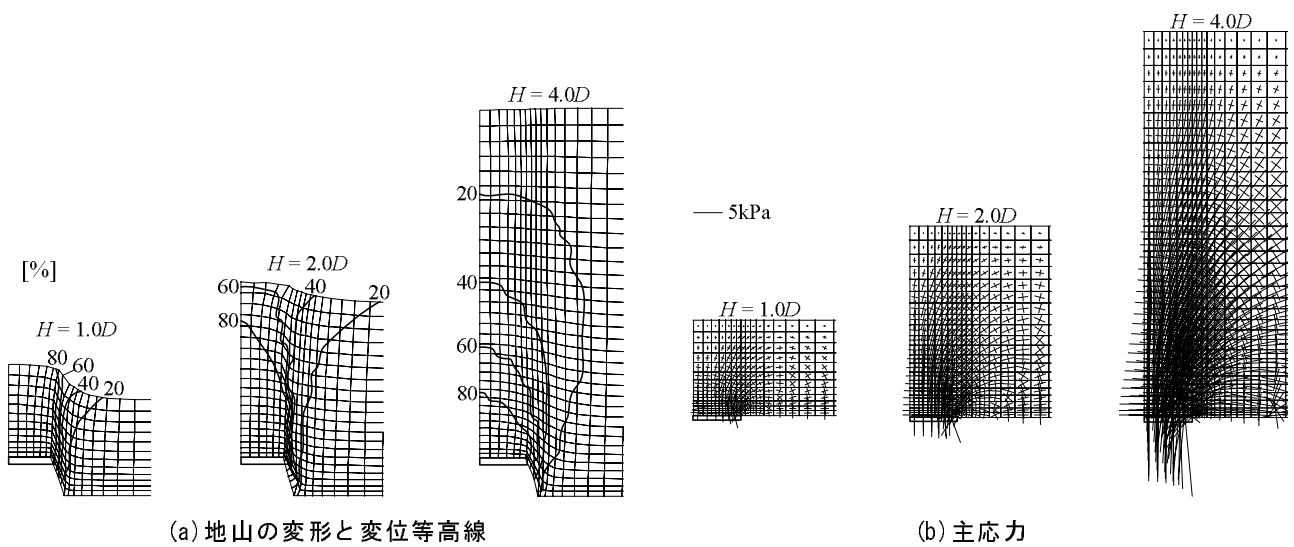


Fig. 4-28 上昇床直上地山における諸量の分布 ($\delta_u = 2.0 \text{ mm}$)

4.5 降下床および上昇床に作用する土圧の算定

Terzaghi¹⁴⁾の緩み土圧式は、トンネルに作用する緩み土圧の算定手法として、現行設計に用いられている^{5), 6), 15)}。本節の目的は、Terzaghiの式およびそれを拡張した土圧算定手法により、降下床土圧と上昇床土圧を算定することである。まず、算定値を実験値と比較することで土圧算定手法の適用性を検証する。続いて、数値解析結果を利用して、土圧算定手法が力学的に妥当であるか否かを検討する。

4.5.1 実験値と算定値の比較

(1) 降下床土圧の算定

Terzaghiの土圧式¹⁴⁾は、地山の変形を考慮しない剛塑性論に基づいて導かれた式である。同式の誘導の詳細は、第2章2.3.1で既に説明したので、ここでは要点のみ説明する。Terzaghiは、Fig. 4-29に示すように、降下床端部から鉛直上方にせん断面が形成されると仮定し、降下床が十分に下降した時点で降下床に作用する鉛直土圧の平均値 σ_v を次式で表した。

$$\sigma_v = \frac{D(\gamma - c/D)}{2K_h \cdot \tan \phi} \left\{ 1 - \exp \left(-2K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi \right) \right\} \quad (4.1)$$

ここに、 D は降下床幅、 γ は地山の単位体積重量、 c は粘着力、 K_h は土圧係数(= σ_h / σ_v)、 $\phi (\neq 0)$ は内部摩擦角、 H は土被りである。

まず、式(4.1)を用いて、2次元降下床実験における実験終了時($\delta_f = 2.0$ mm)の降下床土圧を算定する。入力定数のうち、 D, H は地山の幾何条件、 γ, c, ϕ はアルミ棒積層体の物性値から一意に決定できる値であるため、土圧算定の鍵となるのは K_h の設定である。 K_h は、鉛直なせん断面に作用する水平土圧 σ_h と降下床上の地山に作用する平均鉛直土圧 σ_v の比である。また、 K_h は降下床が十分に下降した極限状態での土圧係数を想定しており、静止土圧係数 K_0 とは意味合いが異なることに留意しなければならない。そこで今回は、 $K_h = 0.6, 1.0, 2.0$ の3種類を用いて降下床土圧を算定する。なお、0.6は静止土圧係数、1.0は現行設計^{5), 6), 15)}で標準的に用いられている値である。算定に用いた入力定数をTable 4-1にまとめる。

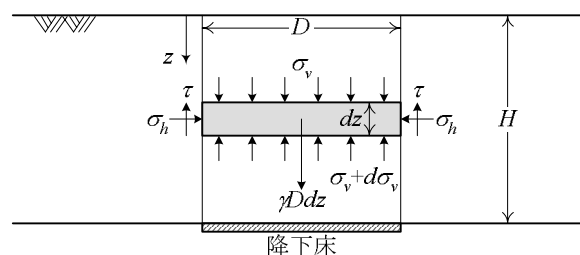


Fig. 4-29 Terzaghiの式¹⁴⁾による降下床土圧の算定

Table 4-1 降下床土圧の算定に用いる定数(2次元降下床実験)

Width of the trapdoor D [mm]	100
Overburden H [mm]	Depends on test pattern
Unit weight γ [kN/m ³]	21.0
Internal friction angle ϕ [°]	32.0
Cohesion c [kPa]	0.0
Coefficient of earth pressure K_h	0.6, 1.0, 2.0

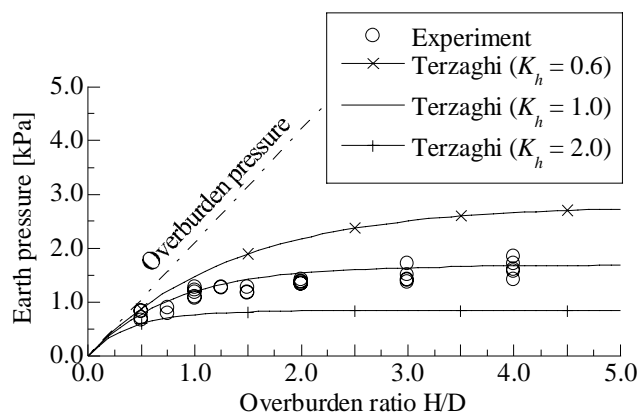


Fig. 4-30 降下床土圧とTerzaghiの式¹⁴⁾による算定値の比較 (2次元降下床実験)

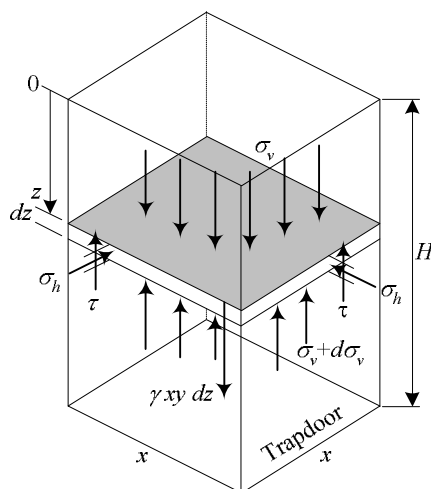


Fig. 4-31 Terzaghiの式¹⁴⁾の3次元問題への拡張²⁸⁾

Fig. 4-30に、実験値と算定値の比較を示す。同図は、土被りと降下床土圧の関係であり、実験値をプロット、算定値をライン、土被り圧を一点鎖線で示した。Fig. 4-30より、 K_h が大きいほど算定値は小さくなる。実験値とよく対応したのは、 $K_h = 1.0$ とした算定値である。つまり、Fig. 4-31に示した結果は、現行の設計手法^{5), 6), 15)}における K_h と整合するといえる。

次に、3次元問題に拡張した Terzaghi の式²⁸⁾を、3次元降下床実験に適用する。3次元降下床実験では、Fig. 4-31に示すような4つの鉛直なせん断面が形成され则认为ることで、降下床に作用する平均鉛直土圧 σ_v は、次式のように表される。

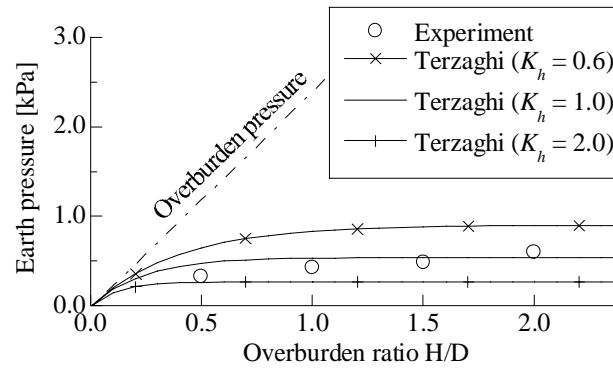
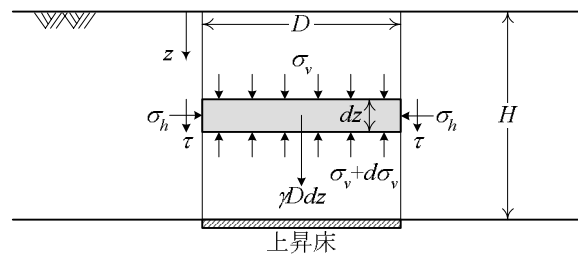
$$\sigma_v = \frac{x(\gamma - c/x)}{4K_h \cdot \tan \phi} \left\{ 1 - \exp \left(-4K_h \cdot \frac{H}{x} \cdot \tan \phi \right) \right\} \quad (4.2)$$

ここで、 x は降下床1辺の長さである。なお、式(4.2)の誘導の詳細は文献 28)を参照されたい。入力定数のうち、 x 、 H は地山の幾何条件、 γ 、 c 、 ϕ は豊浦硅砂の物性値から一意に決定できる値であるため、やはりキーとなるのは K_h である。先程と同様に、 $K_h = 0.6, 1.0, 2.0$ の3種類を用いて算定を行なった。算定に用いた入力定数を Table 4-2 にまとめる。

Fig. 4-32は、実験値と算定値の比較である。なお、実験値は、降下床下降終了時($\delta_f = 2.0$ mm)での値である。Fig. 4-32より、2次元実験と同様に、 K_h が大きいほど降下床土圧は小さく算定される。ま

Table 4-2 降下床土圧の算定に用いる定数 (3次元降下床実験)

Length of a side of trapdoor x [mm]	150
Overburden H [mm]	Depends on test pattern
Unit weight γ [kN/m ³]	15.5
Internal friction angle ϕ [°]	47.0
Cohesion c [kPa]	0.0
Coefficient of earth pressure K_h	0.6, 1.0, 2.0

Fig. 4-32 降下床土圧と拡張したTerzaghiの式²⁸⁾による算定値の比較 (3次元降下床実験)Fig. 4-33 Terzaghiの式¹⁴⁾の上昇床実験への拡張³²⁾

た、算定値は、全土被りでの実験値を統一的には捉えていないが、 $K_h = 1.0$ とした算定値は概ね実験値に近い値を示している．従って、現行の設計手法^{5), 6), 15)}で標準的に用いられている $K_h (= 1.0)$ は、3次元降下床実験に対しても比較的良い算定値を与える妥当な値であるといえる．

(2) 上昇床土圧の算定

上昇床実験では、Fig. 4-33 に示すように、降下床実験と同様の鉛直なせん断断面を仮定しているが、せん断応力が作用する方向は逆向きである^{32), 48)}．

$$\sigma_v = \frac{D(\gamma - c/D)}{2K_h \cdot \tan \phi} \left\{ -1 + \exp \left(2K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi \right) \right\} \quad (4.3)$$

各記号の意味は、式(4.2)と同じである．ただし、 K_h は上昇床が十分に上昇した時点での σ_h / σ_v であることに注意が必要である．式(4.3)を用いて、上昇床実験における実験終了時 ($\delta_f = 2.0$ mm) の上昇床土圧を算定する．入力定数のうち、 D, H, γ, c, ϕ には、降下床土圧の算定と同じ値を用い、 K_h をパラメトリックに変化させて上昇床土圧の算定を行なった．

Fig. 4-34 に、実験値と算定値の比較を示す．同図には、実験値をプロット、算定値をライン、土被り圧を一点鎖線で示した．Fig. 4-34 より、算定値は、浅い土被りでは土被り圧に近い値となるが、土

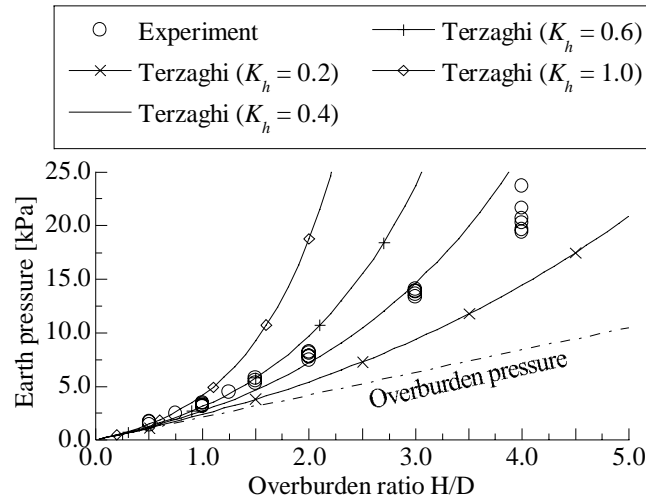


Fig. 4-34 上昇床土圧と拡張したTerzaghiの式³²⁾による算定値の比較

被りの増加に伴って指数関数的に急増する。また、 K_h が大きいほど算定値は大きくなる。実験値に近い値を示したのは、 $K_h = 0.4$ とした算定値である。つまり、上昇床土圧を的確に算定するためには、降下床土圧の予測とは異なる K_h を選定する必要がある、その値は静止土圧係数 K_0 よりも小さい。

4.5.2 算定手法の妥当性について

4.5.1での検討により、降下床土圧および上昇床土圧は、それぞれ $K_h = 1.0$ および 0.4 とすることでの的確に予測できることがわかった。すなわち、前節で紹介した Terzaghi の土圧式¹⁴⁾は、実現象に対する適用性をもつことが実証された。しかしながら、同式の誘導過程で設定された仮定の妥当性は明らかになっていない。具体的に検討すべき項目は、①降下床(上昇床)端部から鉛直にせん断面が発達するか否か、②土圧係数 K_h は一様に分布するか、③降下床(上昇床)土圧の算定に $K_h = 1.0(0.4)$ を用いるのは妥当であるか、の三点である。ここでは、2次元実験に対する数値解析の結果をもとに、①～③を検証する。

(1)せん断面の形状について

降下床実験および上昇床実験におけるせん断面の発達状況は、既に Fig. 4-25, 26 に示してある。これらの図によると、降下床実験では $1.5D$ 以下、上昇床実験では $2.0D$ 以下の土被りであれば、降下床(上昇床)端部から地表面にせん断面が形成される。また、土被りが $4.0D$ 以上の降下床実験を除けば、全てのケースでせん断面が鉛直上方に形成される。以上のことから、比較的浅い土被りに対しては、Terzaghi の式で仮定されたせん断面の形状は妥当と考える。

(2)土圧係数 K_h について

数値解析結果より、降下床端部を通る鉛直面に作用する水平土圧 σ_h と降下床(上昇床)直上の地山に作用する鉛直土圧の平均値 σ_v を算出し、 $K_h (= \sigma_h / \sigma_v)$ の分布を得た。まず、Fig. 4-35 に解析初期の K_h の分布を示す。同図は、降下床からの高さ土圧係数 K_h の関係である。2次元解析の初期応力状態は、鉛直方向は土被り圧、水平方向は土被り圧に静止土圧係数を乗じた値としているので、 K_h は解析パターンや降下床からの被り高さによらず一定であり、静止土圧係数 $K_0 = 0.6$ に一致する。

次に、降下床実験および上昇床実験に対する数値解析結果より、解析終了時($\delta_f = 2.0$ mm)の K_h の分布を Fig. 4-36, 37 に示す。図より、どちらの実験においても K_h は一様に分布するとは言い難い。

降下床実験では、Fig. 4-36 に示すように、降下床直上での K_h の増加が顕著であり、 K_h は $1.2 \sim 2.5$

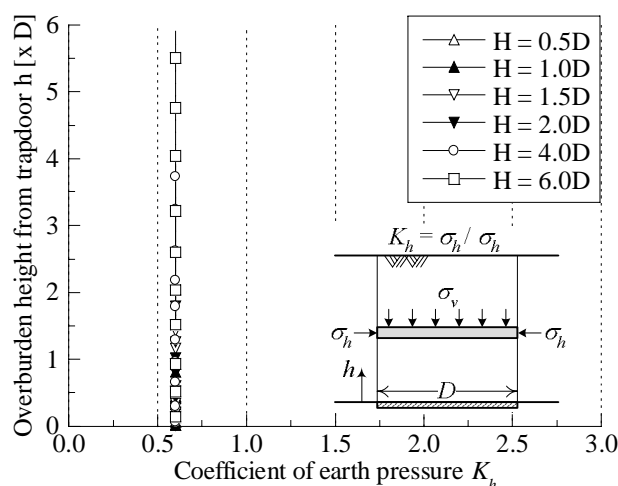


Fig. 4-35 解析初期の土圧係数 K_h

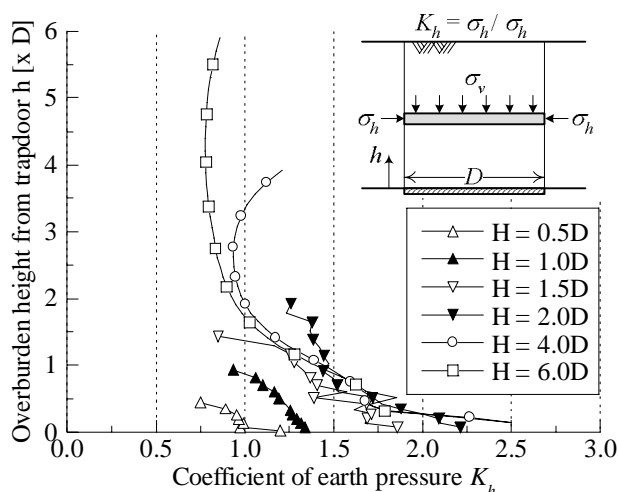


Fig. 4-36 降下床実験における土圧係数 K_h

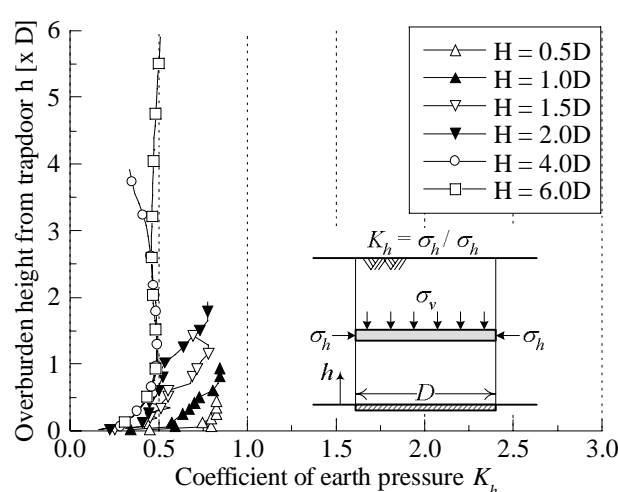


Fig. 4-37 上昇床実験における土圧係数 K_h

に達する．一方，降下床から離れるに従って， K_h は 0.75 程度と漸減するが，依然として K_0 より大きい．これは，降下床下降時に降下床上方の地山では，水平土圧 σ_h の変化に比べて，応力解放による鉛直土圧 σ_v の減少が卓越し， K_h が増加するためと考えられる．これに対して，Terzaghi は降下床下降後の K_h の分布について，降下床の直上で $K_h = 1.0$ ，降下床から約 $1.0D$ の高さで $K_h = 1.5$ ，さらに上方では漸減し， $2.0D \sim 3.0D$ 以上になると $K_h = K_0$ のまま変化しないと述べている¹⁴⁾．一方，既往の設計では， $K_h = 1.0$ が用いられている^{5), 6), 15)}．以上をまとめると，本研究における実験値との比較や数値解析により算出した K_h ，Terzaghi の説明および現行設計法では，いずれも K_h を 1.0 程度の値に設定するのが適当であるとの結論を導くことができる．いずれにせよ，静止土圧係数 K_0 よりも大きい適切な値を選定することで，トンネル土圧の予測は可能であると考えられる．

上昇床実験では，Fig. 4-37 に示すように，上昇床直上では K_h が顕著に減少する． $2.0D$ 以下の土被りの場合は，地表面に近づくにしたがって K_h が 0.75 程度まで増加する．一方， $4.0D$ 以上の土被りでは， K_h は 0.4~0.5 の値を推移する．上昇床上方の地山では，降下床実験は正反対のメカニズムにより，水平土圧 σ_h の変化に比べて鉛直土圧 σ_v の増加が卓越すると考えられることから，地山全体として K_h の値が概ね減少する Fig. 4-37 は，整合性のある結果と考えられる．いずれにせよ，上昇床土圧の算定に際しては，静止土圧係数 K_0 よりも小さな値を用いることが妥当だと考えられる．

4.6 トンネル周辺における土圧分布の算定

前節では、Terzaghi の式において $K_h = 1.0$ とすることで、実質的なトンネル土圧(降下床土圧)を的確に算定できることがわかった。すなわち、これはトンネルから周辺地山へ再配分される土圧の総和が予測可能になったことを意味する。次なる課題は、トンネル周辺の地山にどのように土圧が分布するかということである。本節では、Tamura が上昇床実験に対して提案した受働土圧分布の算定式¹¹⁾を参考にして、降下床周辺地山における土圧分布の算定式を構築する。

4.6.1 Tamura による受働土圧分布の算定式³⁶⁾の概要

Tamura は、Fig. 4-38 に示すような上昇床に作用する受働土圧分布の算定法を提案した。まず、上昇床上の地山に作用する受働土圧の平均値 $\sigma_v(z)$ は、上昇床実験に拡張した Terzaghi の式(4.3)を用いて求める。

$$\sigma_v(z) = \frac{\gamma D}{2K_h \cdot \tan \phi} \left\{ -1 + \exp \left(-2K_h \cdot \frac{z-H}{D} \cdot \tan \phi \right) \right\} \quad (4.4)$$

ここに、 γ は地山の単位体積重量、 D は上昇幅、 K_h は土圧係数(= σ_h / σ_v)、 ϕ ($\neq 0$) は内部摩擦角、 H は土盛り、 z は上昇床からの鉛直距離である。粘着力 c は、簡単のため 0 kPa とした。なお、 K_h は静止土圧係数 K_0 より小さくなること、また、0.4 程度とすれば、上昇床土圧を的確に算定できることが前節で示されている。

次に、上昇床直上の土圧分布 $\sigma_z(x, 0)$ は、Fig. 4-38 に示した細長い土柱に作用する鉛直力のつりあいから、次式で表される。

$$\sigma_z(x, 0) = \gamma H + \int_0^H \frac{\partial \tau}{\partial x} dz \quad (\text{ただし, } -D/2 \leq x \leq D/2) \quad (4.5)$$

なお、 τ は微小土中に作用するせん断応力である。

ここで Tamura は、 τ が Terzaghi¹⁴⁾ の式と同様に次式で与えられることを仮定した。

$$\tau = K_h \sigma_z(x, z) \tan \phi \quad (4.6)$$

Tamura が設けたもう一つの仮定は、上昇床上の地山の鉛直応力 $\sigma_z(x, z)$ が鉛直および水平方向に独立に

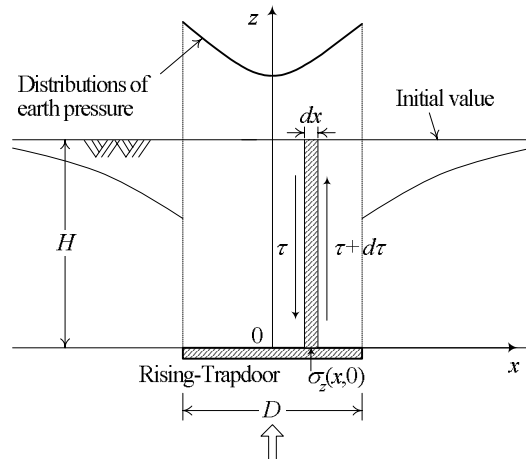


Fig. 4-38 上昇床周辺における典型的な土圧分布¹¹⁾

分布するという次式の仮定である．

$$\sigma_z(x, z) = f(x) \cdot g(z) \quad (4.7)$$

この仮定は，鉛直土圧 $\sigma_z(x, z)$ が地表面で0であり，土被りが大きくなるにつれて同じモードで増幅される傾向にあることを意味する．

ところで，鉛直土圧 $\sigma_z(x, z)$ の平均値は，式(4.4)より求めた $\sigma_v(z)$ に一致することから次式が得られる．

$$D \cdot \sigma_v(z) = \int_{-D/2}^{D/2} \sigma_z(x, z) dx \quad (4.8)$$

式(4.8)に式(4.4)～(4.7)を代入し，得られた微分方程式を解けば，上昇床に作用する受働土圧分布の算定式が求まる．

$$\sigma_z(x, 0) = \gamma H \left[1 + \frac{\alpha}{\beta \left\{ \exp\left(\frac{\alpha}{\alpha - \beta}\right) - 1 \right\}} \exp\left(\frac{\alpha}{\alpha - \beta} \frac{2x}{D}\right) \right] \quad (4.9)$$

ここに， α, β は以下の式で与えられる．

$$\alpha = -1 + \exp \beta \quad (4.10)$$

$$\beta = \frac{2K_h \tan \phi}{D} H \quad (4.11)$$

4.6.2 トンネル周辺地山における土圧分布の算定手法の構築

降下床実験では，降下床に対して降下床周辺の地山が相対的に上昇する．このとき，降下床周辺の地山には，Tamura³⁶⁾が分布の算定対象とした上昇床上の土圧と同様に，受働土圧が作用する．よって，降下床周辺地山の受働土圧分布は，Tamura³⁶⁾の手法を参考に算定するのが合理的と考える．

まず，Fig. 4-39に示すように座標を定義し，極限状態での降下床周辺地山における水平，鉛直，せん断応力を，それぞれ σ_x, σ_z, τ とする．そしてTamuraと同様に，微小土柱に作用する鉛直力のつりあい式を求める．

$$\gamma H dx + \int_0^H \tau dz - \int_0^H (\tau + d\tau) dz - \sigma_z(x, 0) dx = 0 \quad (4.12)$$

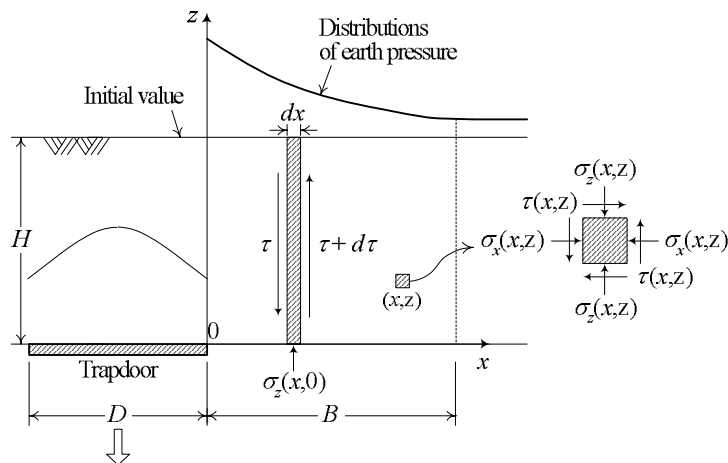


Fig. 4-39 降下床周辺地山における典型的な土圧分布と微小土柱

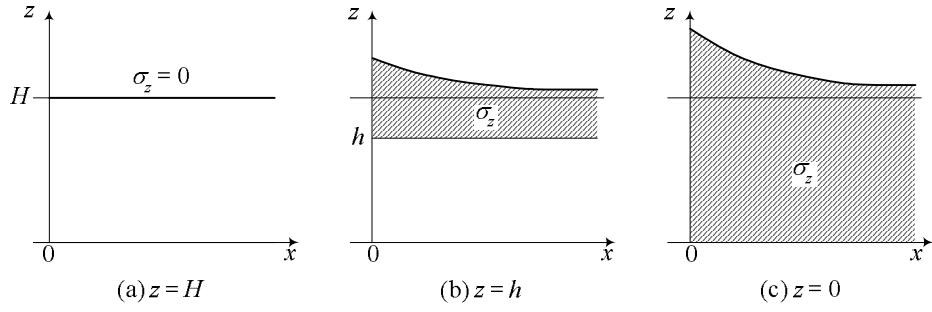


Fig. 4-40 土被りによらず一様な土圧分布形状の仮定

ここに、 γ は地山の単位体積重量、 H は土被り高さ、 $\sigma_z(x,0)$ は地山底面に作用する鉛直土圧である．この式を整理すると、式(4.5)に類似した次式を得る．

$$\sigma_z(x,0) = \gamma H - \int_0^H \frac{\partial \tau}{\partial x} dz \quad (\text{ただし, } x \geq 0) \quad (4.13)$$

つぎに、Tamura に倣って τ を規定する．すなわち、各応力について、式(4.6)と同様の比例関係を仮定する．

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma_x(x,z) \tan \phi \\ &= K_s \sigma_z(x,z) \tan \phi \end{aligned} \quad (4.14)$$

$\phi (\neq 0)$ は内部摩擦角である．ここで、Tamura の手法と異なるのは、極限状態での降下床外側周辺の地山における σ_x / σ_z として、新たに土圧係数 K_s を定義する点である． K_s は降下床から少し離れれば、静止土圧係数 K_0 に一致する．

さらに、Tamura の手法と同様に、地表面では 0 であり、深くなるにつれて Fig. 4-40 に示すように同じ形状で増幅する鉛直土圧分布 $\sigma_z(x, z)$ を仮定する．

$$\sigma_z(x, z) = f(x) g(z) \quad (4.15)$$

$f(x), g(z)$ は、それぞれ x, z 方向への分布モードを表す関数である．ここで、式(4.13)～(4.15)より次式を得る．

$$\begin{aligned} \sigma_z(x,0) &= f(x) g(0) \\ &= \gamma H - K_s \tan \phi \cdot f'(x) \int_0^H g(z) dz \end{aligned} \quad (4.16)$$

ところで、降下床上の地山に作用する鉛直土圧の平均値 $\sigma_v(z)$ は、Terzaghi の式¹⁴⁾より次式のような z の関数で与えられる．

$$\sigma_v(z) = \frac{\gamma D}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left(2K_h \cdot \frac{z-H}{D} \cdot \tan \phi \right) \right] \quad (4.17)$$

一方、降下床上の地山に作用する荷重の減少分は、Fig. 4-41 に示すように、周辺地山における荷重増加の合計と等しくなるので、次式が成立する．

$$D \{ \gamma(H-z) - \sigma_v(z) \} = 2 \int_0^B \{ \sigma_z(x, z) - \gamma(H-z) \} dx \quad (4.18)$$

上式の左辺は降下床上の地山に作用する土圧の減少分、右辺は降下床左右の周辺地山に再配分される

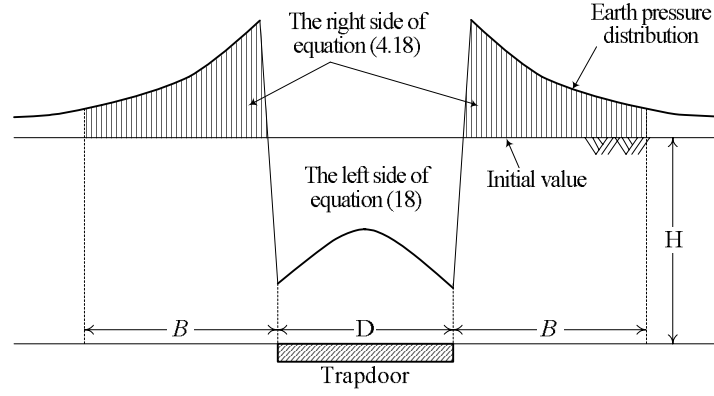


Fig. 4-41 降下床および周辺地山における鉛直土圧のバランス

土圧の合計を表す．本手法の要衝は，式(4.18)により Terzaghi の式と周辺土圧分布の算定を関係付ける点にある．なお，式(4.18)の右辺では，無限遠まで積分して周辺地山全体としての土圧増分を求めるべきであるが，ひとまず降下床左右の再配分領域の幅を B として算定式を誘導する．

さて，式(4.18)に式(4.15)と(4.17)を代入して，整理すると次式が得られる．

$$2g(z)\int_0^B f(x)dx = \gamma(H-z)(D+2B) - \frac{\gamma D}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp\left(2K_h \cdot \frac{z-H}{D} \cdot \tan \phi\right) \right] \quad (4.19)$$

式(4.19)の両辺を x, z に着目して比較すると，式(4.20), (4.21)が得られる．

$$g(z) = \gamma(H-z)(D+2B) - \frac{\gamma D}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp\left(2K_h \cdot \frac{z-H}{D} \cdot \tan \phi\right) \right] \quad (4.20)$$

$$2\int_0^B f(x)dx = 1 \quad (4.21)$$

ここで，式(21)より $g(0)$ および $\int_0^H g(z)dz$ を計算する．

$$g(0) = \gamma H(D+2B) - \frac{\gamma D}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-2K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi\right) \right] \quad (4.22)$$

$$\int_0^H g(z)dz = \frac{\gamma H^2}{2}(D+2B) - \frac{\gamma D^2}{2K_h \cdot \tan \phi} \left[H - \frac{D}{2K_h \cdot \tan \phi} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi\right) \right\} \right] \quad (4.23)$$

式(4.16)に式(4.22), (4.23)を代入すると次式が得られる．

$$f(x)\alpha = \gamma H - \beta \cdot f'(x)z \quad (4.24)$$

ただし， $\alpha = g(0)$, $\beta = K_s \tan \phi \int_0^H g(z)dz$ である．式(4.24)を，式(4.21)の条件下で解けば次式が得られる．

$$f(x) = \frac{\gamma H}{\alpha} - \frac{\alpha - 2\gamma HB}{2\beta} \cdot \frac{\exp(-\alpha x/\beta)}{1 - \exp(-\alpha B/\beta)} \quad (4.25)$$

式(4.16)に式(4.22), (4.25)を代入すれば，降下床周辺の地山底面における鉛直土圧分布が得られる．

$$\sigma_z(x,0) = \gamma H + \frac{\alpha(\alpha - 2\gamma HB)}{2\beta} \cdot \frac{\exp(-\alpha x/\beta)}{1 - \exp(-\alpha B/\beta)} \quad (4.26)$$

上式に含まれる B は，土圧が再配分される領域の幅であるが，先述したように，周辺地山における土

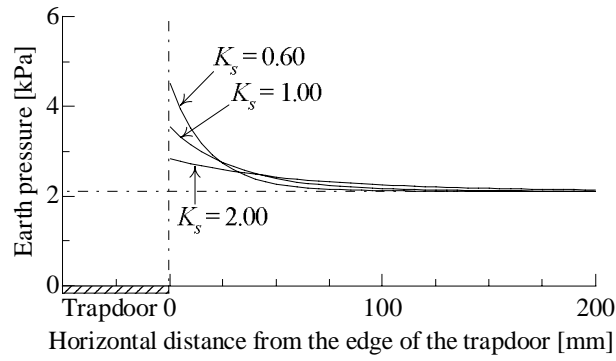


Fig. 4-42 K_s による土圧分布の算定値の差異

圧増分は無限遠までの積分値とするべきである．そこで最後に，式(4.26)の B が無限大の極限をとる．

$$\sigma_z(x,0) = \gamma H + \frac{\gamma D}{K_s H \tan \phi} \exp\left(\frac{-2x}{K_s H \tan \phi}\right) \left[H - \frac{D}{2K_h \tan \phi} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_h \frac{H}{D} \tan \phi\right) \right\} \right] \quad (4.27)$$

かくして，降下床周辺地山における鉛直土圧分布の算定式が得られた．

4.6.3 提案手法による算定値と実験値の比較

4.6.2 で提案した手法で，Terzaghi の式¹⁴⁾に対して新たに追加された定数は，周辺地山における水平土圧係数 K_s のみである．入力定数のうち，単位体積重量 γ ，内部摩擦角 ϕ ，降下床幅 D ，土被り H は一意に決定できる．また，4.5 節での検討により， $K_h = 1.0$ とすれば降下床土圧を精度良く予測できることを確認している．つまり， K_s 以外の入力定数には，Table 4-1 と同一の値を用いればよい．

まず，土被り $H = 1.0D$ について， K_s に関するパラメトリックスタディを行い，提案手法の特徴を把握する．Fig. 4-42 に， $K_s = 0.6, 1.0, 2.0$ の3種類に対する算定値を示す．この図より，算定した土圧分布は，降下床付近では土圧増加が顕著で，降下床から離れるほど土被り圧に漸近するなど，実験結果と類似した特徴を有している．また， K_s が小さいほど降下床付近での土圧増加が顕著である．一方， K_s が大きいほど，降下床からより離れた位置で土圧増加が確認できるようになる．

続いて，降下床周辺地山における土圧分布を算定し，実験値と比較する． K_s は降下床から少し離れれば，静止土圧係数 K_0 に一致することを考慮して， $K_s = K_0$ とした．Fig. 4-43 に，すべての土被りについて算定値と実験値の比較を示す．同図には，実験値をプロット，算定値を実線，初期土圧を破線で示した．この図より，提案手法はどの土被りにおいても実験値とよく対応する．つまり，提案手法は，実験における高土被りほど広い範囲で土圧が増加する傾向や，低土被りほど降下床直近部に土圧が集中する傾向を定量的に表現できる．

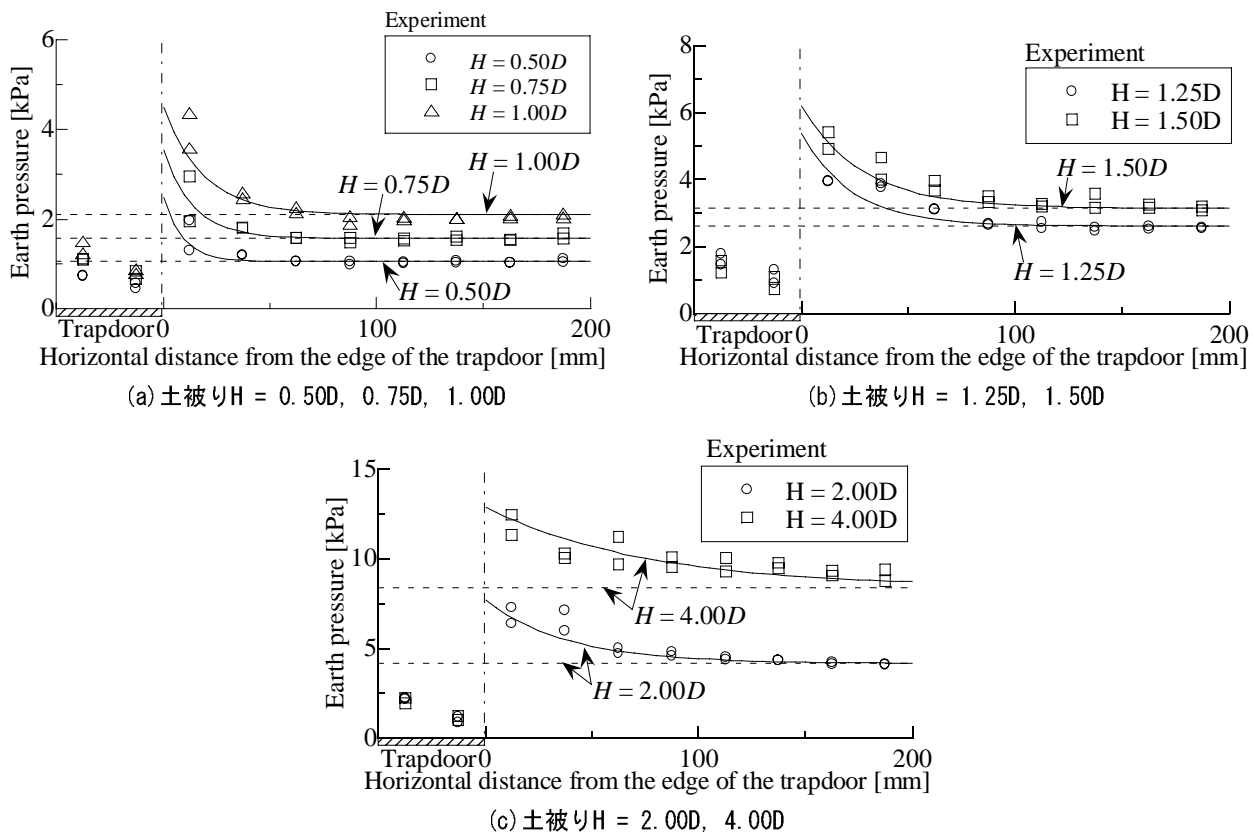


Fig. 4-43 実験値と算定値の比較～降下床周辺地山における土圧分布

4.7 まとめ

本章では、単設トンネルの掘削をモデル化した降下床実験と周辺地盤の不同沈下を模擬した上昇床実験を実施するとともに、これらの実験の数値シミュレーションを行い、トンネル周辺の地山の挙動に考察を加えた。続いて、トンネルおよび周辺地山に作用する土圧評価手法に関する検討として、降下床および上昇床に作用する土圧の算定手法の妥当性を検証するとともに、降下床周辺における土圧分布の算定手法を構築し、その適用性を検証した。

まず、降下床実験および上昇床実験から得た知見を以下にまとめる。

- (a) トンネル掘削後にトンネルに作用する土圧は、浅い土被りではほぼ土被り圧であるが、土被りが大きくなると土被り圧よりかなり小さくなる。このトンネル土圧を被り高さに換算しても、現行設計で定められている最低被り高さ $1.0D \sim 2.0D$ (D はトンネル掘削幅) を越えることはない。本実験の結果から判断すると、現行設計における最低被り高さは安全側の基準といえる。
 - (b) トンネル土圧の減少分は周辺地山に再配分され、トンネル近傍ほど土圧増加は顕著である。また、高土被りであるほど、土圧増加は周辺地山の広範囲にわたる。
 - (c) 地表面沈下は、浅い土被りほど明瞭に現れる。特に、土被りがトンネル掘削幅以下の場合には、トンネル直上の地表面が陥没する。一方、土被りが大きくなるほど沈下する範囲は広がる。
 - (d) 周辺地山沈下(上昇床上昇)時には、トンネルに付加的な鉛直土圧が作用し、土被り圧を大きく上回る土圧が作用する。この付加的な鉛直土圧は、土被りの増加に伴って指数関数的に急増する。
- 次に、実験に対する数値解析の結果をまとめる。

- (a) 地盤材料の強度・変形特性、ダイレイタンシー特性など力学特性を的確にモデル化できれば、

土圧と変位の両面について、実験における力学現象を数値解析によりの確にシミュレートすることが可能である。

- (b) トンネル掘削時の地山の土圧特性や変形モードは、ある土被りを境に大きく変化する。浅い土被りでは、せん断帯がほぼ鉛直上方に発達して地表面まで達し、トンネル直上の地山が陥没するように変形する。一方、一定の土被りがあれば、せん断帯がトンネル直上の地山にアーチ状に形成され、地表には変形が及ばない。このとき、せん断帯周辺では最大主応力を伝える形でアーチ状の応力伝達線が形成されることで、トンネル土圧が明確に減少する。
- (c) 周辺地山沈下(上昇床上昇)時には、土被りによらずトンネルから鉛直上方にせん断帯が進展する。このとき、トンネルから上方へ放射状に応力伝達線が形成され、トンネルに付加的な鉛直力が作用する。

降下床および上昇床に作用する土圧の算定手法の検討より得た結果は以下の通りである。

- (a) トンネル土圧の算定に際しての課題は、土圧係数 K_h の選定である。トンネル掘削時のトンネル土圧(降下床土圧)は、現行設計で標準的に用いられる $K_h = 1.0$ を用いれば、実質的な土圧を的確に算定できる。一方、周辺地山沈下時のトンネルへの付加鉛直土圧(上昇床土圧)は、せん断応力の方向を逆向きとした Terzaghi の式に、 $K_h = 0.4$ を代入することで予測可能である。
- (b) 土被り 4.0D 以上の降下床実験を除けば、せん断面は鉛直上方に形成される。つまり、Terzaghi の式におけるせん断面の仮定は、概ね妥当といえる。
- (c) Terzaghi の式において一定と仮定されている K_h は、実際は土被り深さによって変化する。数値解析より算出した K_h は、降下床直上で 1.2~2.5 であり、地表に近づくにつれ 0.75 程度まで漸減した。しかしながら、実験値と算定値の比較、数値解析より算出した K_h および Terzaghi の考察から総合的に判断すると、現行設計法で標準的に用いられている $K_h = 1.0$ は妥当といえる。
- (d) 上昇床実験の数値解析より算出した K_h は、上昇床直上で 0.2~0.4、4.0D 以上の土被りでは概ね 0.4~0.5 となった。以上のことから、周辺地山沈下時の鉛直付加土圧(上昇床土圧)を算定する際には、 K_h を静止土圧係数 K_0 よりも小さな値とするのが適当と考えられる。

本章で提案したトンネル周辺地山における土圧分布の算定手法の概要と特徴を以下にまとめる。

- (a) トンネル周辺地山における土圧分布の算定式を提案した。提案式は、トンネル周辺での鉛直土圧増分の合計が Terzaghi の式¹⁴⁾により算定できることを利用している。式の誘導は、Tamura による受働土圧分布の算定手法³⁶⁾を参考にした。なお、本提案式で、Terzaghi の式に新たに追加された定数は、周辺地山での土圧係数 K_s のみである。
- (b) 提案手法は、トンネル付近ほど鉛直土圧増加が顕著で、遠ざかるほど土被り圧に漸近する土圧分布形状の特徴や、高土被りほど広い範囲で土圧が増加し、低土被りほどトンネル直近部に土圧が集中しやすい傾向を的確に表現することができる。また、 K_s に静止土圧係数 K_0 を代入することで、提案手法は実験値を定量的に表現可能であることがわかった。

第5章 離隔のない双設トンネル掘削時の力学挙動に関する検討

5.1 概説

双設トンネルに作用する土圧の合理的な算定法を構築するためには、種々の要因が地山の挙動に及ぼす影響について統一的に検討した上で、その影響を考慮できる手法を考究する必要がある。本章ではまず、離隔のない双設トンネルの掘削をモデル化した2次元および3次元双設降下床実験を行い、土被りや掘削順序といった卓越したパラメータが双設トンネルの相互干渉に及ぼす影響を把握する。次に、双設降下床実験に対して有限要素解析を実施し、双設トンネル周辺の土圧特性および変形特性に更なる考察を加える。最後に、実験および解析結果に基づき、双設トンネルの相互作用を考慮した土圧算定手法を提案し、算定値を実験値と比較することで提案手法の妥当性を検証する。

5.2 離隔のない双設トンネルの掘削を模擬した降下床実験

ここでは、離隔のない双設トンネルの掘削を模擬した2次元および3次元降下床実験の結果を示し、土被りや降下床の下降順序の違いが地山挙動に及ぼす影響を検討する。

2次元降下床実験では、2つの降下床を同時に下降させる同時下降実験と、一つずつ下降させる順次下降実験を実施した。実験終了時点において、降下床下降量が同じこの2つの実験では、そこに至る経緯の違いによって力学挙動にどのような違いが生じるかを調査することが主な目的である。

5.2.1 同時下降実験の結果

同時下降実験について、Fig. 5-1 に実験終了時点($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$)の降下床周辺の鉛直土圧分布を示す。図中の破線は、各パターンにおける土被り圧(初期土圧)を表す。この図より、いずれのケースにおいても、降下床の下降に伴って2つの降下床に作用する土圧は土被り圧より減少し、周辺地山では土圧が増加する。つまり、降下床土圧が周辺地山に配分される様子が確認できる。また、土被りによ

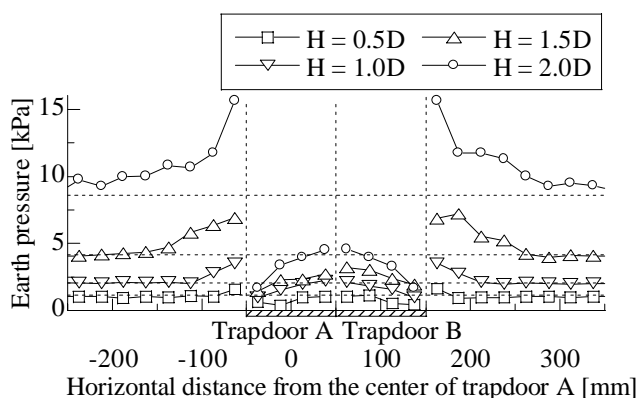


Fig. 5-1 双設降下床周辺の土圧分布(同時下降実験)

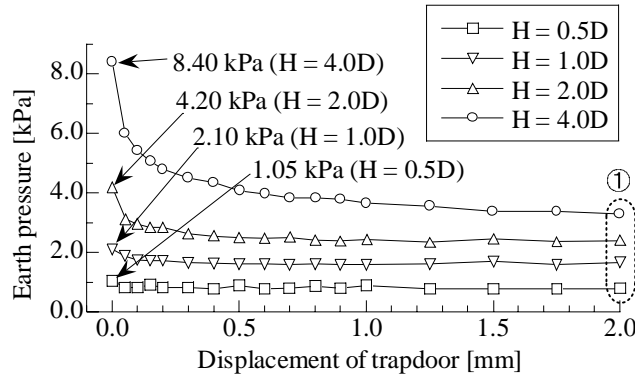


Fig. 5-2 降下床土圧の推移(同時下降実験)

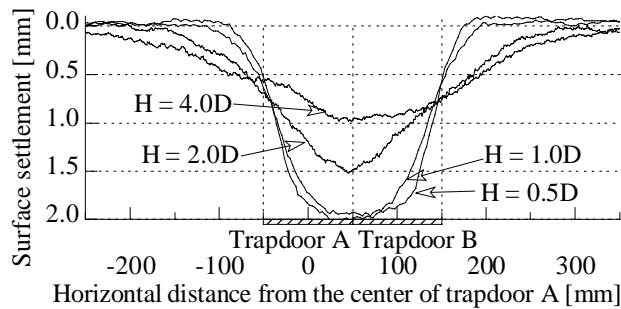


Fig. 5-3 地表面沈下形状(同時下降実験)

らず，土圧分布はほぼ左右対称な形状である．続いて，Fig. 5-2 に降下床に作用する鉛直土圧の平均値(以下，降下床土圧)の推移を示す．2 つの降下床 A, B に作用する土圧はほぼ同じ値であるため，Fig. 5-2 にはその平均値を示した．Fig. 5-2 より，降下床下降に伴い降下床に作用する土圧は急激に減少し，やがて一定値に収束する傾向を示している．なお，実験終了時($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$)の降下床土圧(Fig. 5-2 の①)を収束値として，5.2.3 で順次下降実験の結果と比較する．

各土被りの降下床下降量 $\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$ における地表面沈下形状を Fig. 5-3 に示す．Fig. 5-3 より，沈下形状はほぼ左右対称であり，土被りが小さいほど沈下量は大きい．特に， $1.0D$ 以下の土被りでは，降下床直上の地表面が陥没するように沈下する．単設降下床実験で土被り $H = 0.5D$ の場合に陥没型の地表面沈下が発生した(Fig. 4-5 (a) 参照)ことと併せて考えると，土被りがトンネル掘削幅(降下床幅)の合計の半分以上の場合には，トンネル掘削が地表に多大な影響を与える可能性があると言える．

ところで，Fig. 5-1～3 で，土圧分布や地表面沈下が左右対称な形状となるのは，実験条件が左右対称だからである．つまり，本実験における降下床土圧や周辺土圧は，単に降下床幅が倍に広がった単設降下床実験とみなして評価し得ると予想される．

5.2.2 順次下降実験の結果

Fig. 5-4, 5 に先行および後続降下床下降後の土圧分布を示す．Fig. 5-4 は 2 次元実験，Fig. 5-5 は 3 次元実験の結果である．各図中の破線は土被り圧を表す．Fig. 5-4, 5 より，下降する降下床上では土圧が減少し，その周辺では土圧が増加することがわかる．最終状態($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$)に着目すると，土被りによらず土圧分布は非対称な形状となり，先行降下床(降下床 A)に作用する土圧が増大することがわかる．殊に，後続降下床(降下床 B)寄りの先行降下床上には土圧が集中し，2 次元実験では土被り H が $2.0D$ 以下の場合に，全土被り圧(初期土圧)を上回る土圧が作用する．

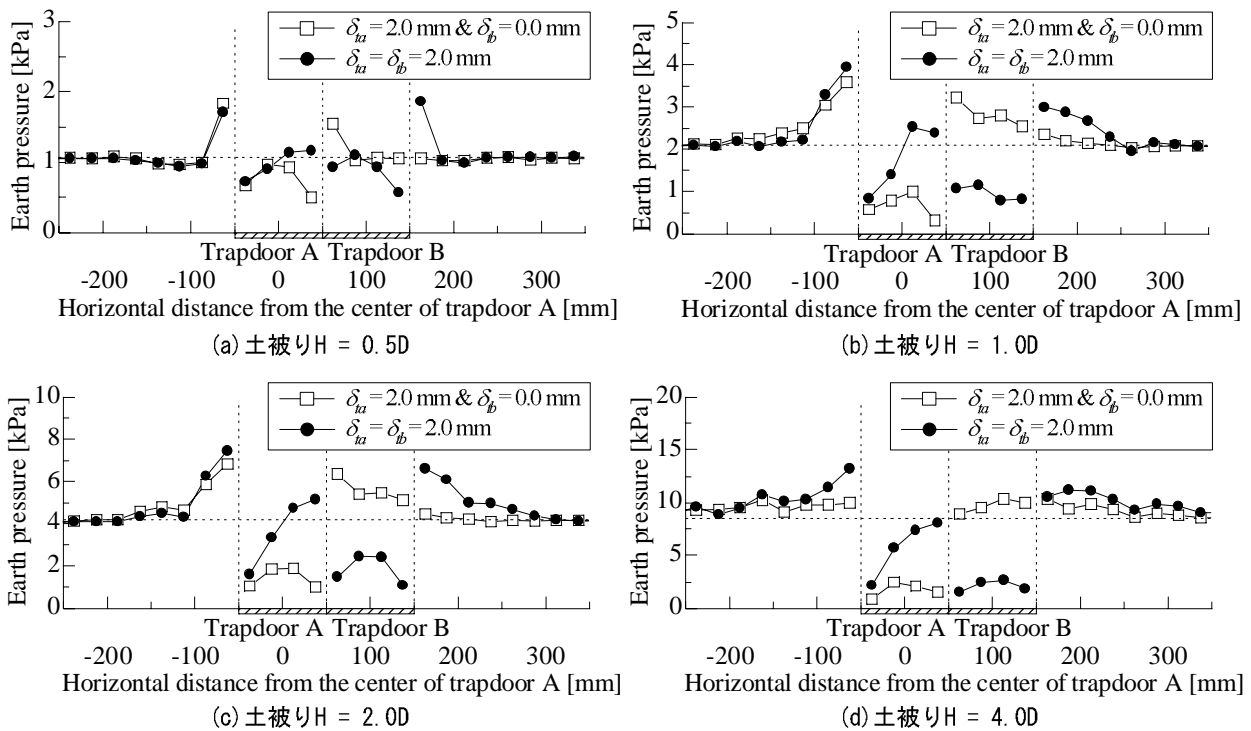


Fig. 5-4 双設降下床周辺の土圧分布 (2次元, 順次下降実験)

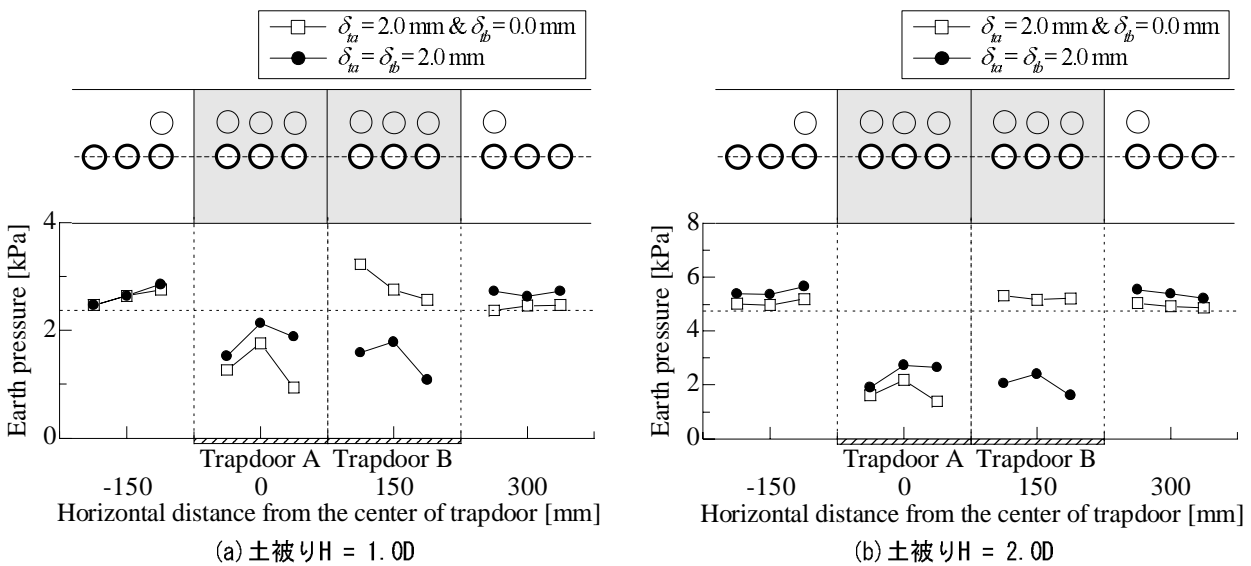
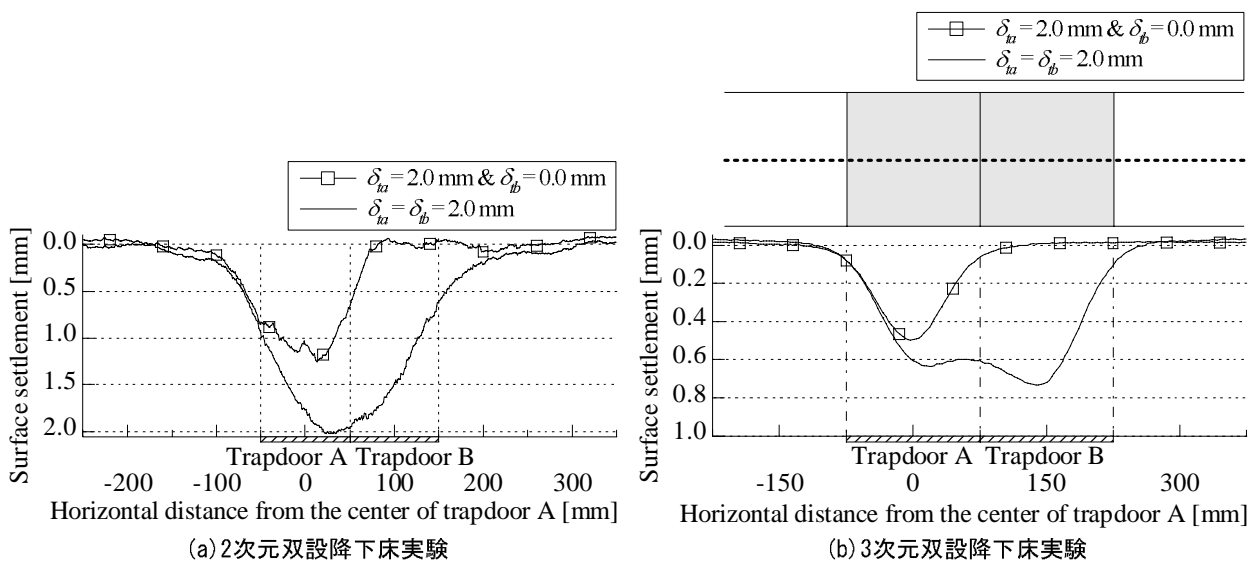
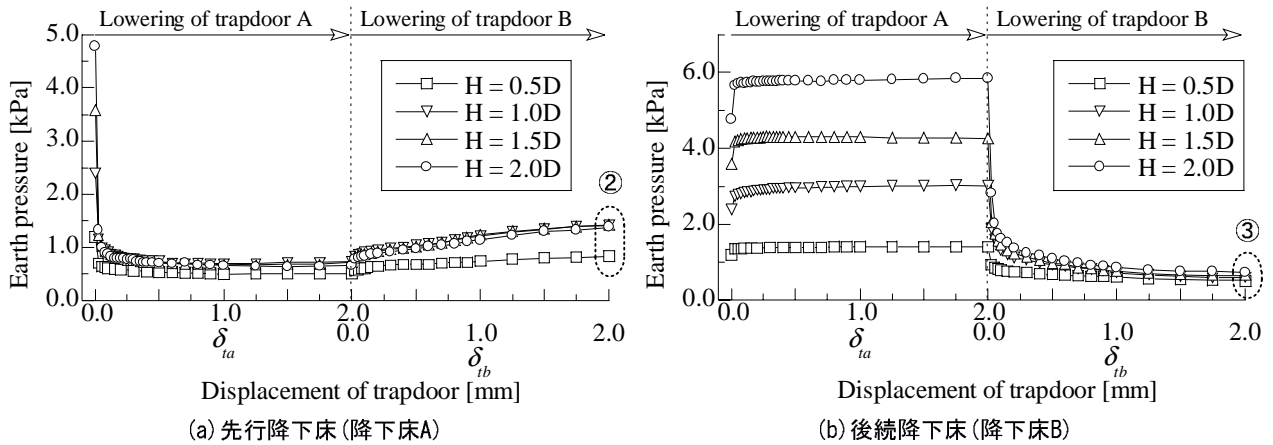
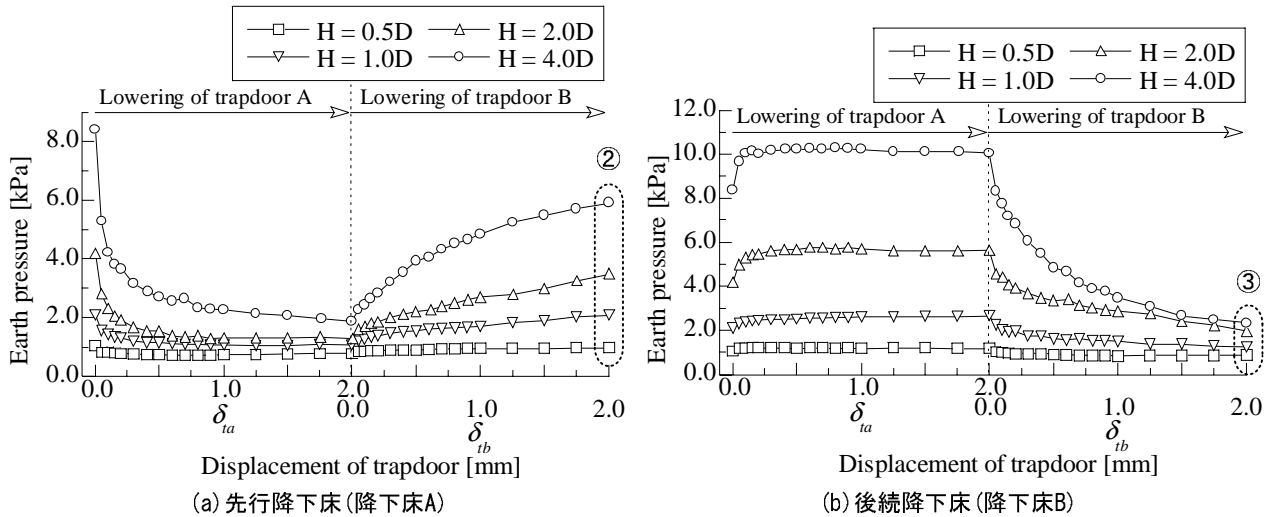
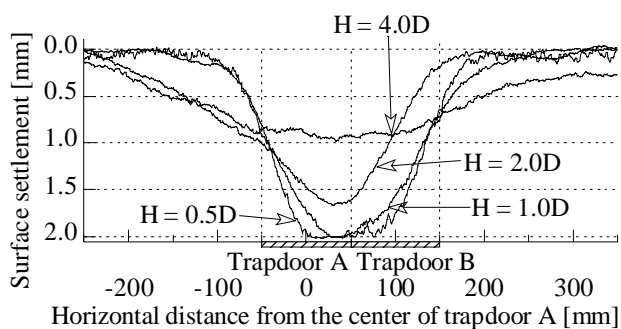


Fig. 5-5 双設降下床周辺の土圧分布 (3次元, 順次下降実験)

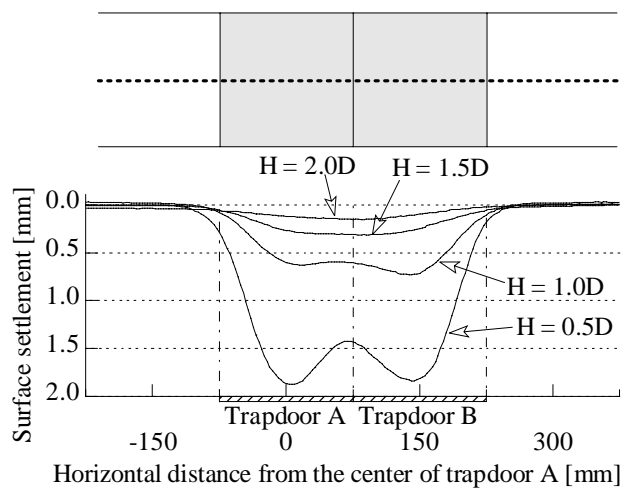
先行および後続降下床土圧の推移を Fig. 5-6, 7 に示す. Fig. 5-6 は 2 次元実験, Fig. 5-7 は 3 次元実験の結果である. これらの図より, 先行降下床土圧は, 先行降下床下降時には急減しほぼ一定値に収束するが, 後続降下床の下降に伴って漸増する. 一方, 後続降下床土圧は, 先行降下床の下降によって増加するが, 後続降下床下降時には急減する. なお, Fig. 5-6, 7 に示した降下床土圧の最終値②, ③をそれぞれ先行および後続トンネルに作用する土圧として, 5.2.3 で同時下降実験の結果と比較する.

次に, 地表面の変位について実験結果を示す. まず, 先行および後続降下床下降後の地表面沈下形状の一例を Fig. 5-8 に示す. この図より, 後続降下床下降後の地表面沈下形状や沈下量は, 先行降下床下降後に比べてかなり大きいといえる. Fig. 5-9 に全土被りの最終状態($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$)における地



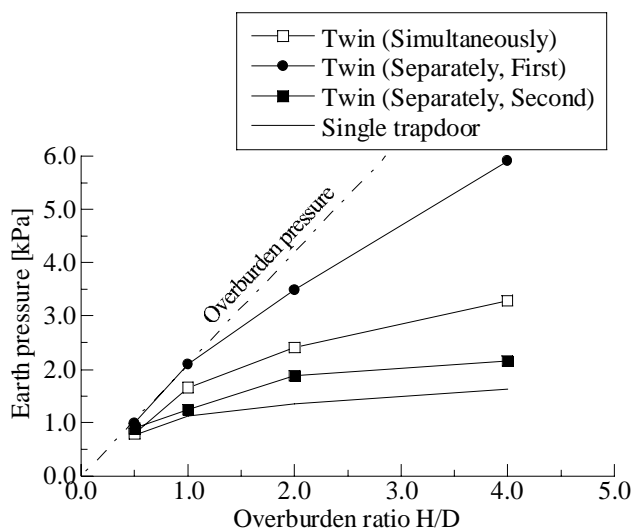


(a) 2次元双設降下床実験

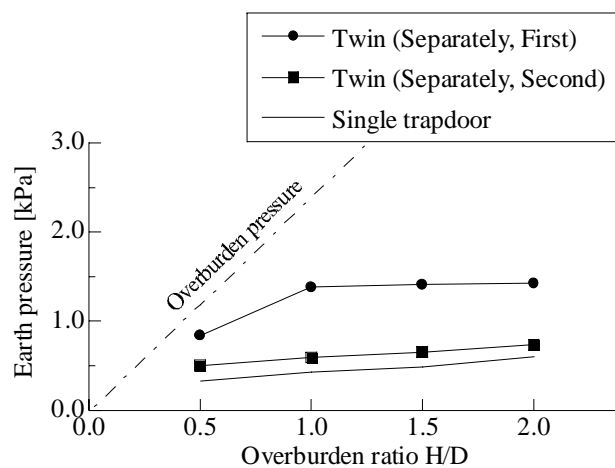


(b) 3次元双設降下床実験

Fig. 5-9 後続降下床下降後の地表面変位形状



(a) 2次元降下床実験



(b) 3次元降下床実験

Fig. 5-10 各パターンにおける降下床土圧の比較(単設および双設降下床実験)

表面沈下形状を示す。Fig. 5-9 より、他の実験パターンと同様に、土被りが大きくなるほど地表面沈下が抑制される傾向を確認できるが、沈下形状は単設降下床実験の結果(Fig. 4-5 参照)と比較して、遥かに大きくなっていることがわかる。

5.2.3 双設トンネルの相互作用とトンネルの掘削順序による差異

本章で実施した離隔のない双設降下床実験について比較検討を行なう。パターン間の比較に際しては、参考のため前章で実施した単設降下床実験の結果も併載する。

(1) 降下床土圧

Fig. 4-2 に示した単設降下床に作用する土圧と Fig. 5-2, 6, 7 に示した双設降下床に作用する土圧①～③を比較する。①は同時下降実験での降下床土圧、②、③は順次下降実験における先行および後続降下床土圧の最終値である。Fig. 5-10 に各降下床土圧と土被りの関係を示す。(a)は2次元実験、(b)は3次元実験の結果である。図中には一点鎖線で土被り圧を示した。Fig. 5-10 より、同じ土被りで比較すると、② > ① > ③ > 単設降下床土圧の順になった。つまり、下降順序によらず、双設降下床

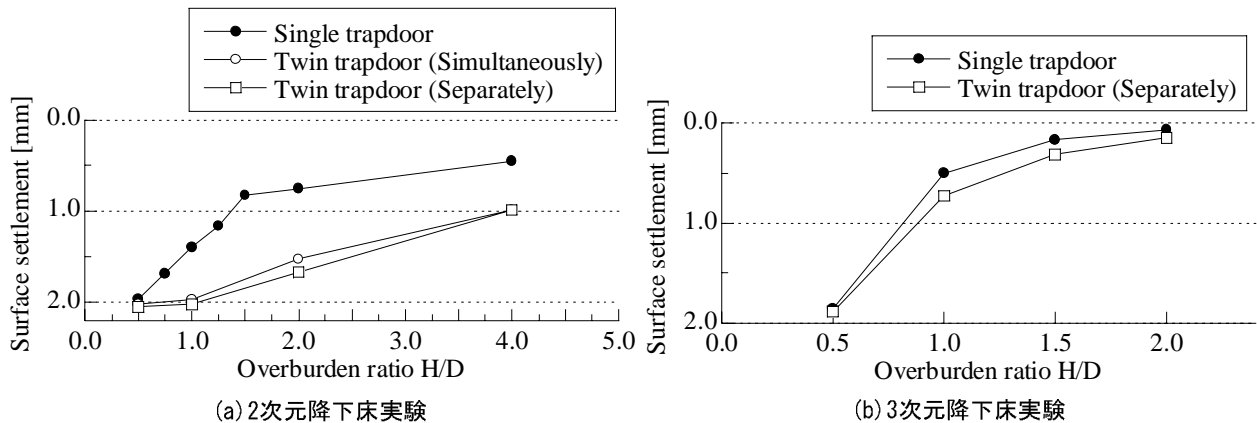


Fig. 5-11 各パターンにおける最大沈下量の比較(単設および双設降下床実験)

には単設降下床よりも大きな土圧が作用する．さらに，双設降下床で比較をすると，順次下降実験における先行降下床にとりわけ大きな土圧が作用する．特に，2次元実験の土被り H が $1.0D$ 以下では，先行降下床に，全土被りに近い土圧が作用する．

以上の結果より，双設トンネルには，単設トンネルよりも大きな土圧が作用し，トンネル構造に無視できない影響を及ぼす可能性がある．ところが，現行の設計では，単一トンネルを想定した Terzaghi の理論¹⁴⁾を用いて作用土圧を算定している^{5), 6), 15)}ため，双設トンネルへの作用土圧を過小評価する可能性がある．従って，双設トンネルに対する適切な土圧評価法が必要である．ただし，土圧算定法の構築に際しては，土被りや掘削幅が同じでも施工過程や先行・後続トンネルの違いによって作用土圧が大きく異なることが適切に考慮されていなければならない．

(2)地表面沈下

次に，地表面沈下量の最大値と土被りの関係を Fig. 5-11 に示す．(a)は2次元実験，(b)は3次元実験の結果である．この図より，双設降下床実験では，どの土被りにおいても沈下量は単設降下床実験より大きくなる．ただし，双設降下床の下降順序による差異はあまりない．

5.2.4 順次下降実験における降下床下降量について

本章の目的の一つは，離隔のない双設降下床に作用する土圧の算定手法を構築し，その適用性を実験値との比較により検証することである．同時下降実験では，降下床が十分に下降すれば土圧が定常化するので，算定値との比較対象となる実験値を一意に選定できる．一方，順次下降実験では，先行降下床に与える下降量によって実験値が異なる可能性があるため，降下床下降量を $\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$ として実施した本実験の結果が，算定値との比較対象になりうるとは断言できない．そこで，土被り $1.0D$ について，先行降下床下降量 $\delta_a = 0.5, 2.0, 5.0 \text{ mm}$ の3通りに変化させて順次下降実験を実施し，ケース間で降下床土圧を比較した．なお，後続降下床は 5.0 mm まで下降させ，降下床土圧の推移を観察した．

Fig. 5-12 に実験ケースごとの先行および後続降下床土圧の推移を示す．図中の破線は土被り圧を表す．図より，先行降下床に与える下降量 δ_a が小さいケースほど，後続降下床下降直後の土圧変化は激しい．しかしながら，後続降下床下降量 δ_b が先行降下床下降量 δ_a に達した以降の実験値(黒塗りプロットで表示)に着目すると，降下床土圧の変化は緩やかであり，収束したとみなせる．次に，Fig. 5-13 により，後続降下床下降時の降下床土圧の推移を比較する．(a)は先行降下床土圧，(b)は後続降下床土圧である．Fig. 5-13 では， $\delta_b \geq \delta_a$ での実験値をプロットで表示した．この図より， $\delta_b \geq \delta_a$ で

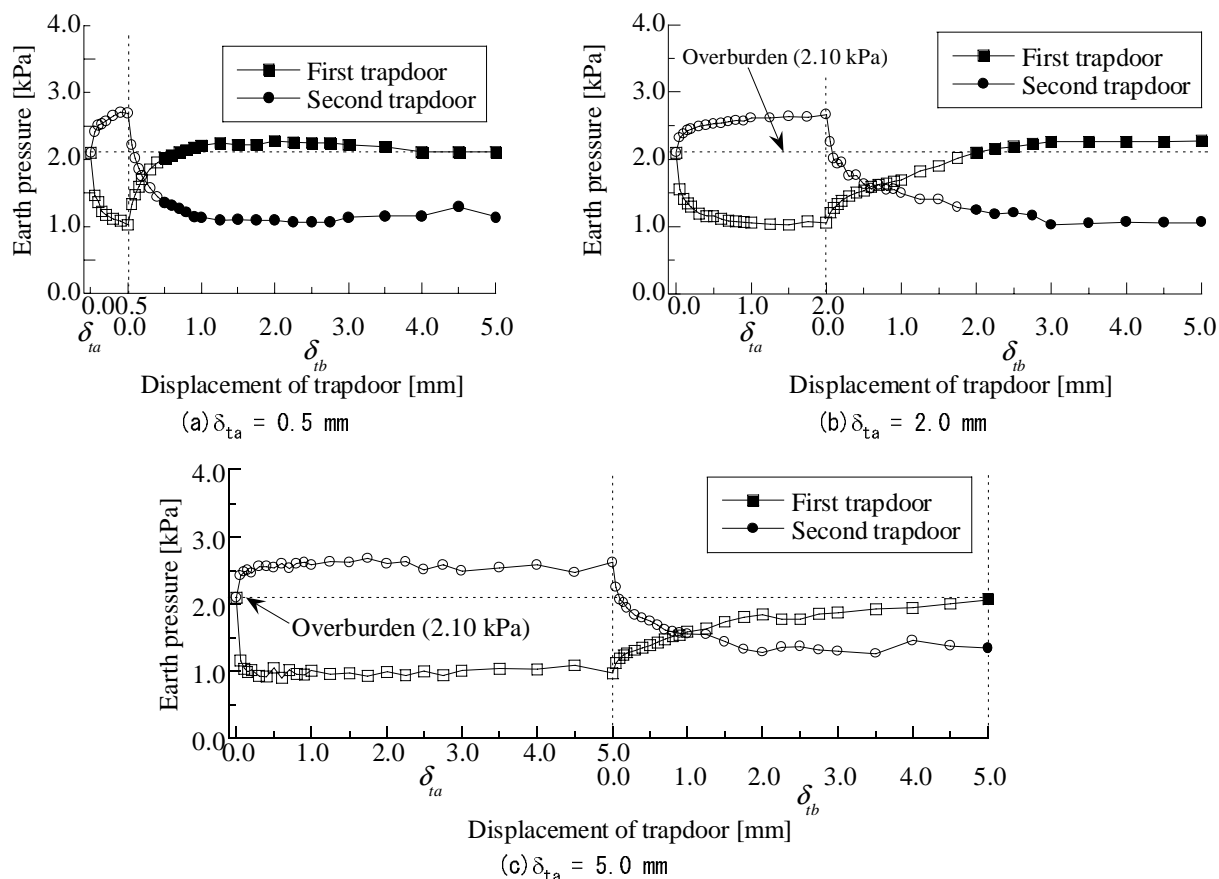


Fig. 5-12 先行降下床の下降量による違い (2次元双設降下床実験, 順次下降実験, $H = 1.0D$)

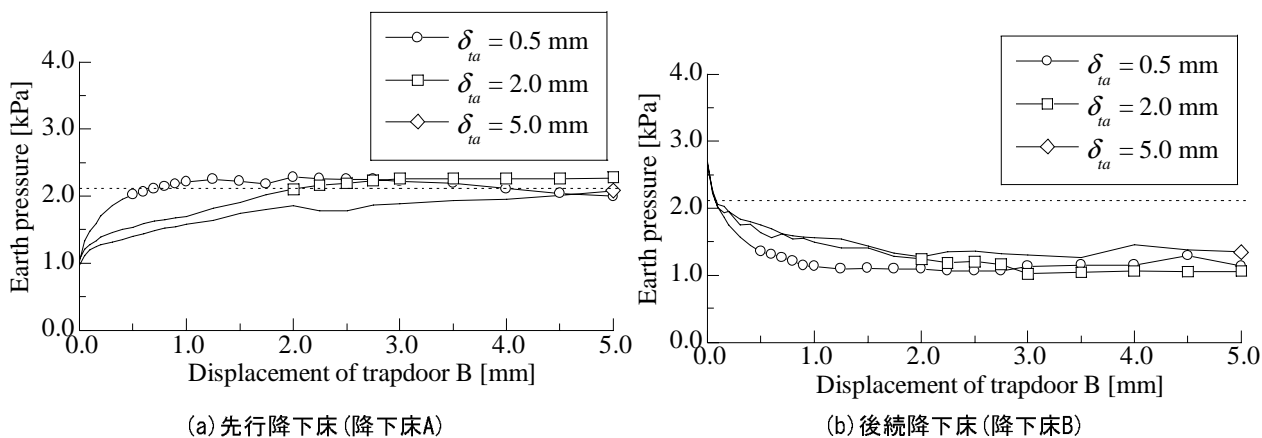


Fig. 5-13 先行降下床の下降量による違い (2次元双設降下床実験, 順次下降実験, $H = 1.0D$)

は、実験ケースによらず、先行降下床土圧は土被り圧付近、後続降下床土圧は $1.1 \sim 1.3 \text{ kPa}$ を推移しており、先行降下床下降量 δ_{ta} による差異はあまりない。以上のようなことから、 $\delta_{tb} \geq \delta_{ta}$ であれば土圧は収束しており、先行降下床に与える下降量 δ_{ta} によらず一意な実験値が得られる。よって、構築した土圧算定法の妥当性は、 $\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$ での実験値との比較により検証できると考える。

5.3 離隔のない双設降下床実験に対する数値解析

本節では、まず、数値解析値と実験値の比較を示し、数値解析が双設降下床実験における力学現象を的確に再現できることを示す。続いて、解析結果を詳細に検討し、双設トンネル掘削時の地山の力学挙動に詳細な考察を加える。

5.3.1 実験値との比較

(1)同時下降実験に対する数値解析

同時下降実験は、降下床幅が倍の単設降下床実験と等価である。従って、既に単設降下床実験への適用性が確認された本数値解析手法は、当然のことながら同時下降実験を的確にシミュレートできる。

まず、降下床および周辺地山の土圧について、実験値と解析値の比較を示す。Fig. 5-14 は、降下床下降後($\delta_a = \delta_b = 2$ mm)の土圧分布形状の比較の一例である。Fig. 5-15 は、Fig. 5-2 に示した降下床土圧の推移と対応する解析値である。また、Fig. 5-16 は、Fig. 5-2 および Fig. 5-15 に示した降下床下降後($\delta = 2$ mm)の降下床土圧を比較したものである。これらの図より、実験で確認された降下床周辺の土圧分布や降下床土圧の推移は、本数値解析においても概ね再現されている。

次に、地表面沈下について比較を行なう。Fig. 5-17 に降下床下降後($\delta = 2$ mm)の地表面沈下形状を示す。Fig. 5-17 は、Fig. 5-3 に示した実験結果に対応する解析結果である。また、沈下量の最大値の比較を Fig. 5-18 に示す。これらの図より、沈下量は解析値の方が若干大きくなるものの、高土被りほど沈下量は小さく、沈下形状は幅広くなるという傾向は、数値解析においても同様に確認できる。

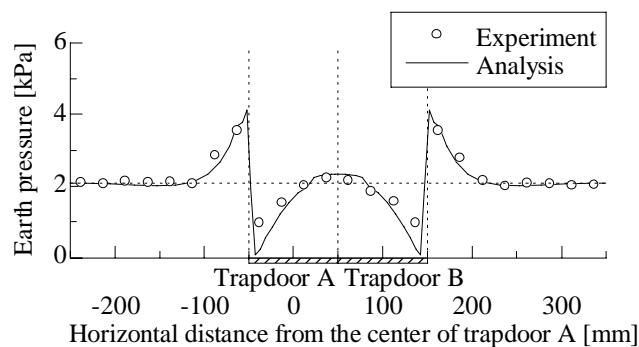


Fig. 5-14 双設降下床周辺の土圧分布(同時下降実験)

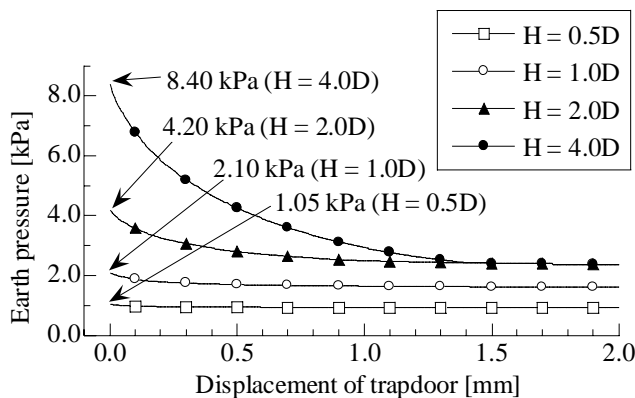


Fig. 5-15 降下床土圧の推移(同時下降実験)

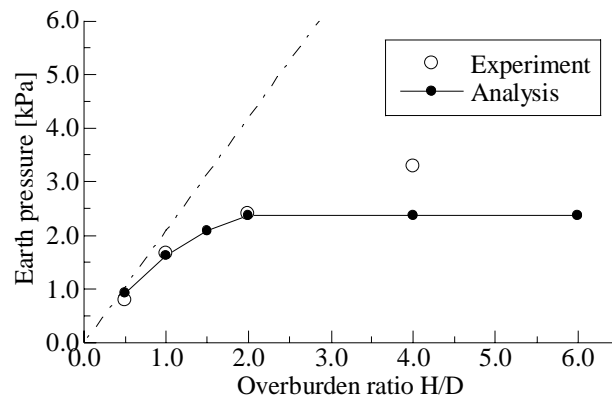


Fig. 5-16 実験値と解析値の比較～降下床土圧(同時下降実験)

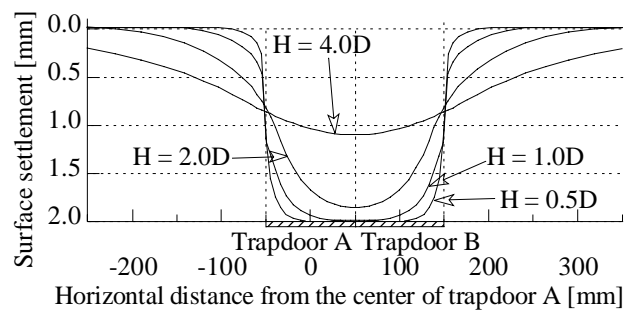


Fig. 5-17 地表面変位形状(同時下降実験)

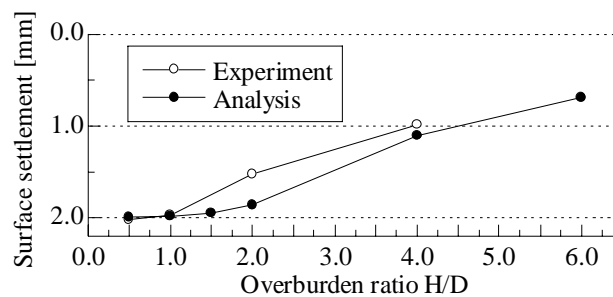


Fig. 5-18 実験値と解析値の比較～最大地表面沈下量(同時下降実験)

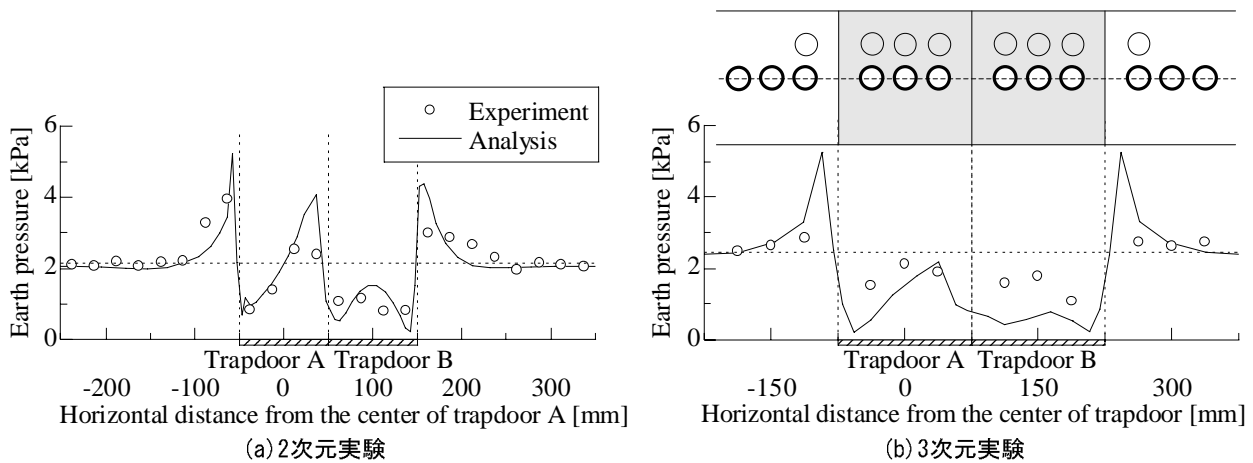


Fig. 5-19 双設降下床周辺の土圧分布(順次下降実験)

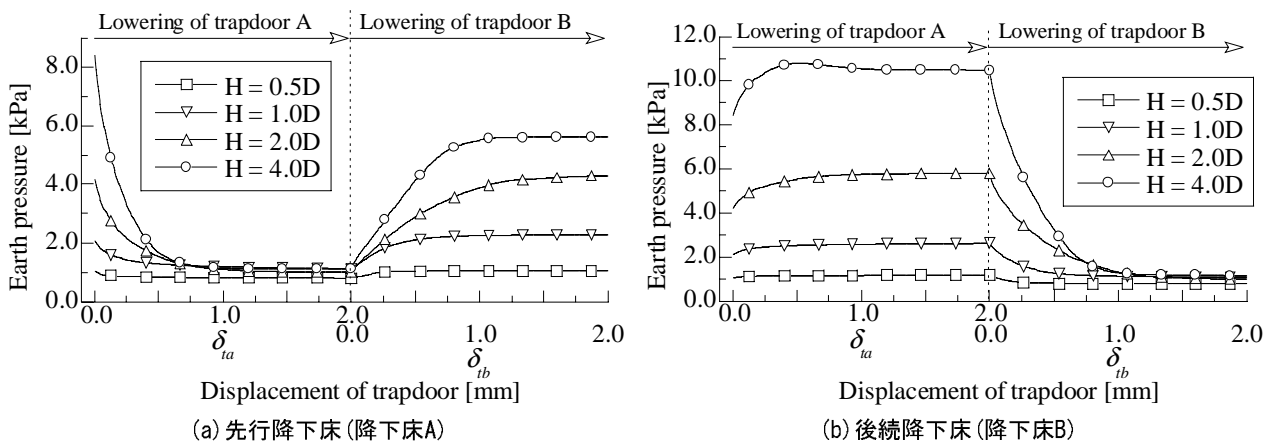


Fig. 5-20 降下床土圧の推移(2次元, 順次下降実験)

(2) 順次下降実験に対する数値解析

先行降下床下降時の力学現象は、前章で示した単設降下床実験と同一である。このため、先行降下床下降時の実験値と解析値は相関している。ここでは、後続降下床下降時の挙動について、実験および解析の結果を示し、本数値解析の適用性を議論する。

Fig. 5-19 に、実験値と解析値の比較の一例として、最終状態($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$)における土圧分布形状を示す。(a), (b) はそれぞれ 2 次元および 3 次元降下床実験と数値解析の比較である。この図より、土圧が非対称に分布し、後続降下床側の先行降下床上に土圧が集中するなど、双設降下床実験における現象が数値解析により概ね表現されていることがわかる。次に、Fig. 5-20, 21 に先行および後行降下床土圧の推移を示す。Fig. 5-20, 21 は、それぞれ Fig. 5-6, 7 に示した 2 次元および 3 次元実験に対する解析値である。また、Fig. 5-22 に最終状態($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$)における先行および後続降下床土圧を示す。これらの図より、数値解析においても、後続降下床の下降に伴う先行降下床土圧の増加や後続降下床土圧の減少を確認できる。また、最終状態での土圧を比較すると、先行降下床により大きな土圧が作用する点も実験結果と一致している。しかしながら、3 次元解析における先行降下床土圧の増加量は、実験値に比べてかなり小さい。

Fig. 5-23 に、Fig. 5-9 に示した実験終了時($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$)の地表面沈下形状に対する解析値を示す。Fig. 5-24 に地表面沈下量の最大値の比較を示す。各図の(a), (b) は、それぞれ 2 次元および 3 次元実

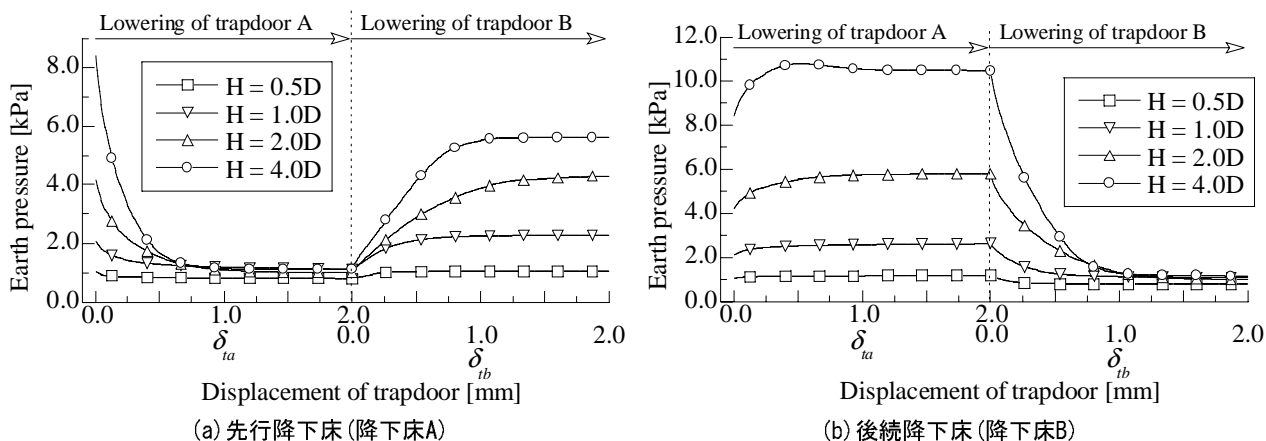


Fig. 5-21 降下床土圧の推移 (3次元降下床実験)

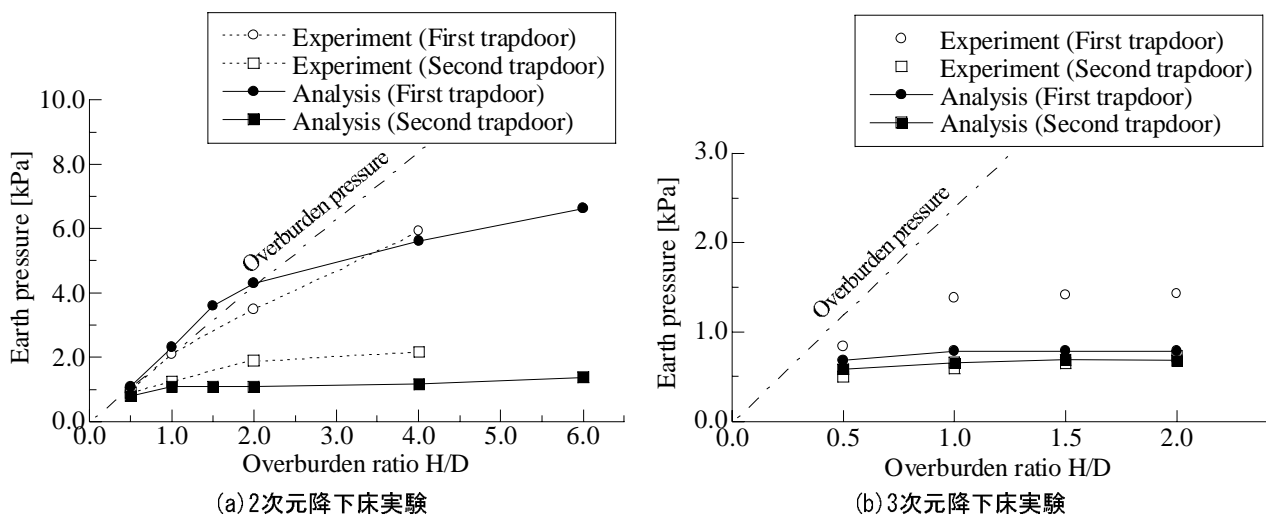


Fig. 5-22 実験値と解析値の比較～降下床土圧

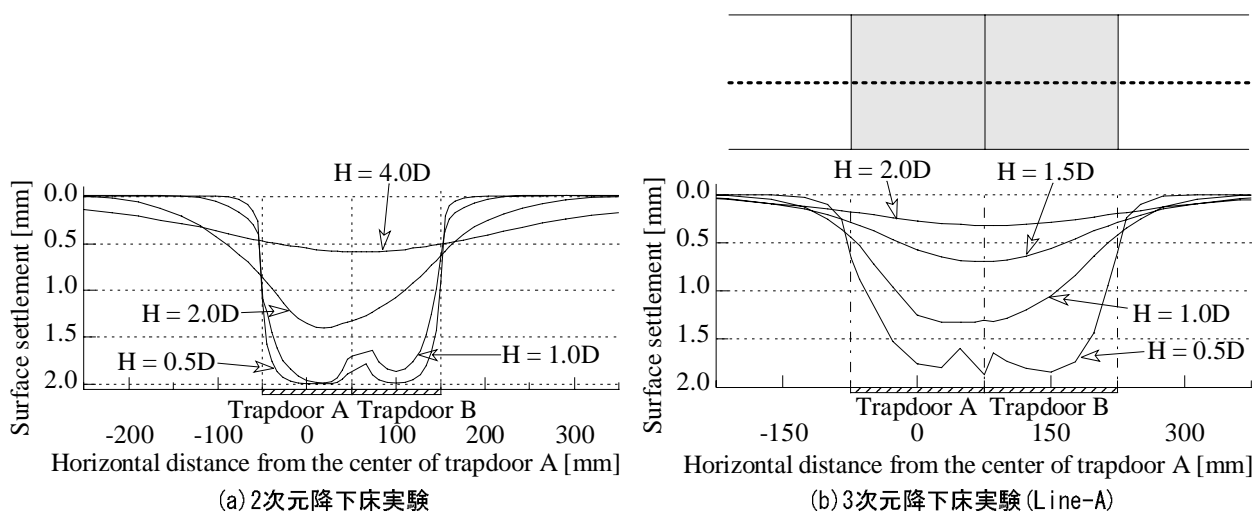


Fig. 5-23 後続降下床下降後の地表面変位形状 (数値解析)

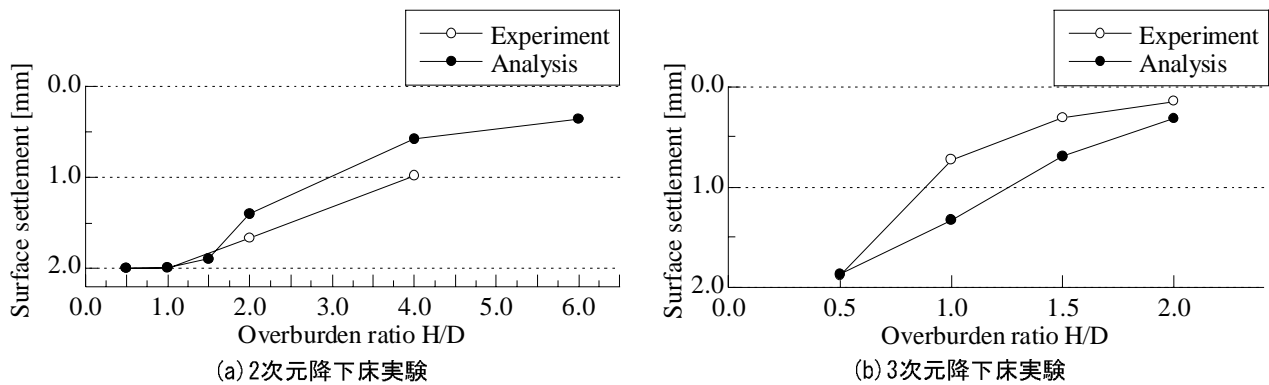


Fig. 5-24 各パターンにおける最大沈下量の比較 (単設および双設降下床実験)

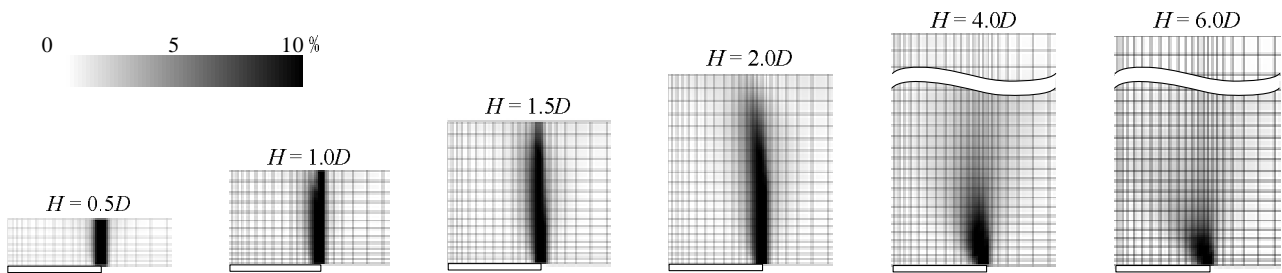


Fig. 5-25 双設降下床直上地山における偏差ひずみの分布 (同時下降実験)

験について示したものである。これらの図より、実験値と解析値で沈下量の大きさは若干異なるものの、高土被りほど沈下量は小さく、沈下形状は幅広くなるという実験傾向は数値解析においても同様に確認できる。

5.3.2 同時下降実験における地山の力学挙動

既述のように、同時下降実験は単に降下床幅が倍の単設降下床実験とみなせるので、地山内では単設降下床実験と似通った現象が起これと考えられる。例えば、 $2.0D \sim 4.0D$ 以上の土被りがあればアーチ状のせん断帯が形成されるという単設降下床実験の数値解析結果より単純に予測すると、本実験では $4.0D \sim 8.0D$ 以上の土被りがあればせん断帯がアーチ状に形成され则认为られる。これに対して、Fig. 5-25 に示した降下床下降後 ($\delta_f = 2.0$ mm) の偏差ひずみの分布では、土被りが $4.0D$ 以上になると、せん断帯が地表に至ることなくアーチを形成する兆候が見られるなど妥当な結果が得られている。

5.3.3 順次下降実験における地山の力学挙動

順次下降実験に対する数値解析の結果を元に、双設トンネル掘削時の地山の力学挙動に考察を加える。なお、以下においては2次元解析の結果を中心に議論を進める。

(1) 先行降下床下降時の地山の力学挙動

先行降下床下降時に地山内で起こる現象は、単設降下床実験と同じである。そのメカニズムについては、既に前章 4.4.2 で考察している。従って、ここでは主要な土被りについて、先行降下床の下降に伴う土圧変化や地山の変形を概観する。

Fig. 5-26 に、先行降下床下降後 ($\delta_a = 2.0$ mm, $\delta_b = 0.0$ mm) の地山におけるせん断ひずみ、主応力、変位の分布を示す。なお、Fig. 5-26, 28 (a) では、せん断ひずみを偏差ひずみの第2不変量で示す。また、変位図は実際に生じた変位を20倍に拡大しており、降下床下降量に対する変位の比率を等高線で

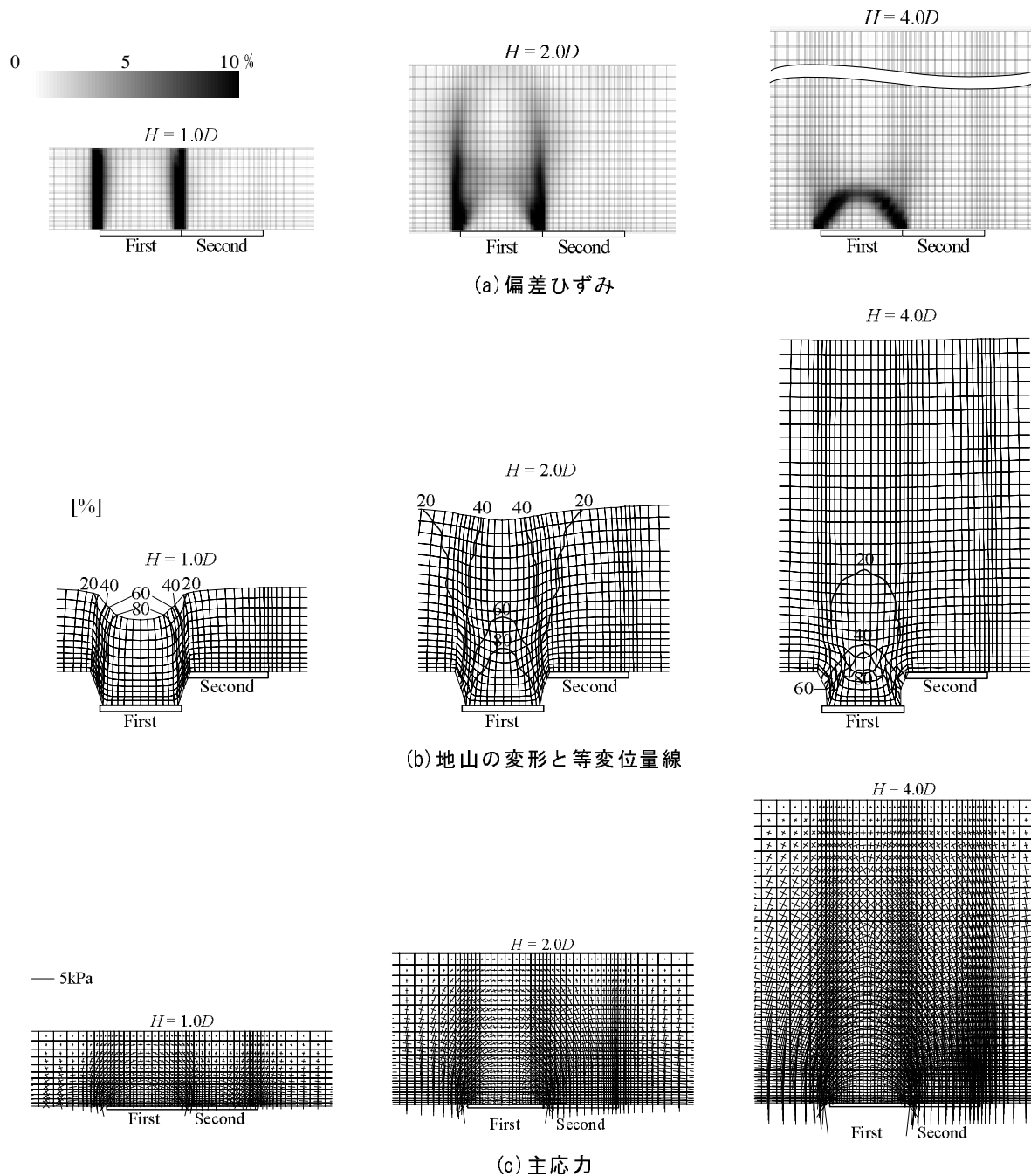


Fig. 5-26 双設降下床直上地山における諸量の分布 ($\delta_{tg} = 2.0 \text{ mm}$, $\delta_{tb} = 0.0 \text{ mm}$)

示している. Fig. 5-26 (a)より, 降下床端部からせん断帯が発達し, $1.0D$ 以下の土被りでは, ほぼ鉛直上方に発達し地表面まで達するのに対して, 土被り $H = 2.0D$ では降下床側に進展する様相を呈し, $4.0D$ 以上の土被りではアーチを形成する. このせん断帯形成過程の違いは, 地山の変形モードに大きく影響を及ぼす. Fig. 5-26 (b)に示すように, $1.0D$ 程度の土被りでは, 降下床直上の地山が陥没するのに対して, ある程度以上の土被りがあれば, 変形が地表面まで及び難くなる. このとき, Fig. 5-26 (c)に示すように, 降下床近傍の周辺地山からアーチ状の応力伝達線が形成され, 降下床に作用する土圧は高土被りほど明瞭に減少する.

(2) 後続降下床下降時の地山の力学挙動

後続降下床の下降に伴う地山のせん断挙動に考察を加える. Fig. 5-27 は, 後続降下床下降時のせん

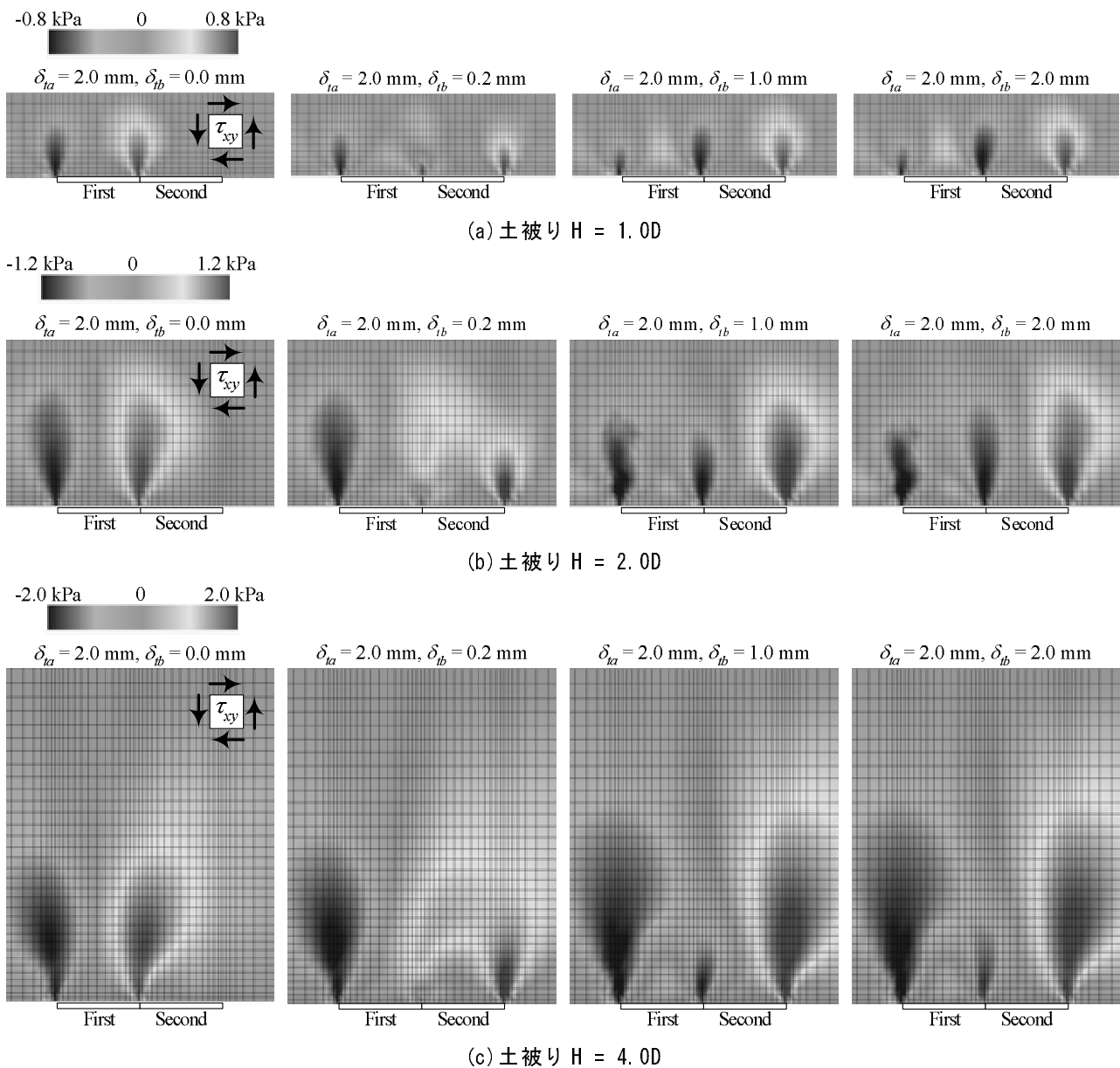


Fig. 5-27 後続降下床の下降に伴うせん断応力の変化

断応力の分布の変遷を表す。(a)～(c)は、それぞれ土被り $H = 1.0D$, $2.0D$, $4.0D$ での数値解析値であり、せん断応力の方向にも考察を加えるため、不変量ではなく一般成分 τ_{xy} を示した。なお、 τ_{xy} の正の向きは、図中に矢印で示してある。

Fig. 5-27 より、先行降下床下降終了時点($\delta_{1a} = 2.0$ mm, $\delta_{1b} = 0.0$ mm)では、先行降下床の両端部付近に、先行降下床上の地山を持ち上げる向きにせん断応力が作用する。一方、後続降下床下降時には、後続降下床両端部より後続降下床上の地山を持ち上げる向きにせん断応力が増加する。

ここで注目すべきは、2 つの降下床の中間の地山に作用するせん断応力の変化である。先行降下床下降後($\delta_{1a} = 2.0$ mm, $\delta_{1b} = 0.0$ mm)は正であるが、後続降下床下降初期($\delta_{1a} = 2.0$ mm, $\delta_{1b} = 0.2$ mm)ではほぼ 0、後続降下床 1 mm 下降後($\delta_{1a} = 2.0$ mm, $\delta_{1b} = 1.0$ mm)は負の値を示している。すなわち、先行降下床側の地山を持ち上げる向きに作用していた中間地山のせん断応力は、後続降下床の下降により後続降下床側の地山を持ち上げ、先行降下床側の地山を押し下げる向きに逆転する。このせん断応力の逆転現象を如何に表現するかが、合理的な土圧算定手法の構築に不可欠であると考えられる。

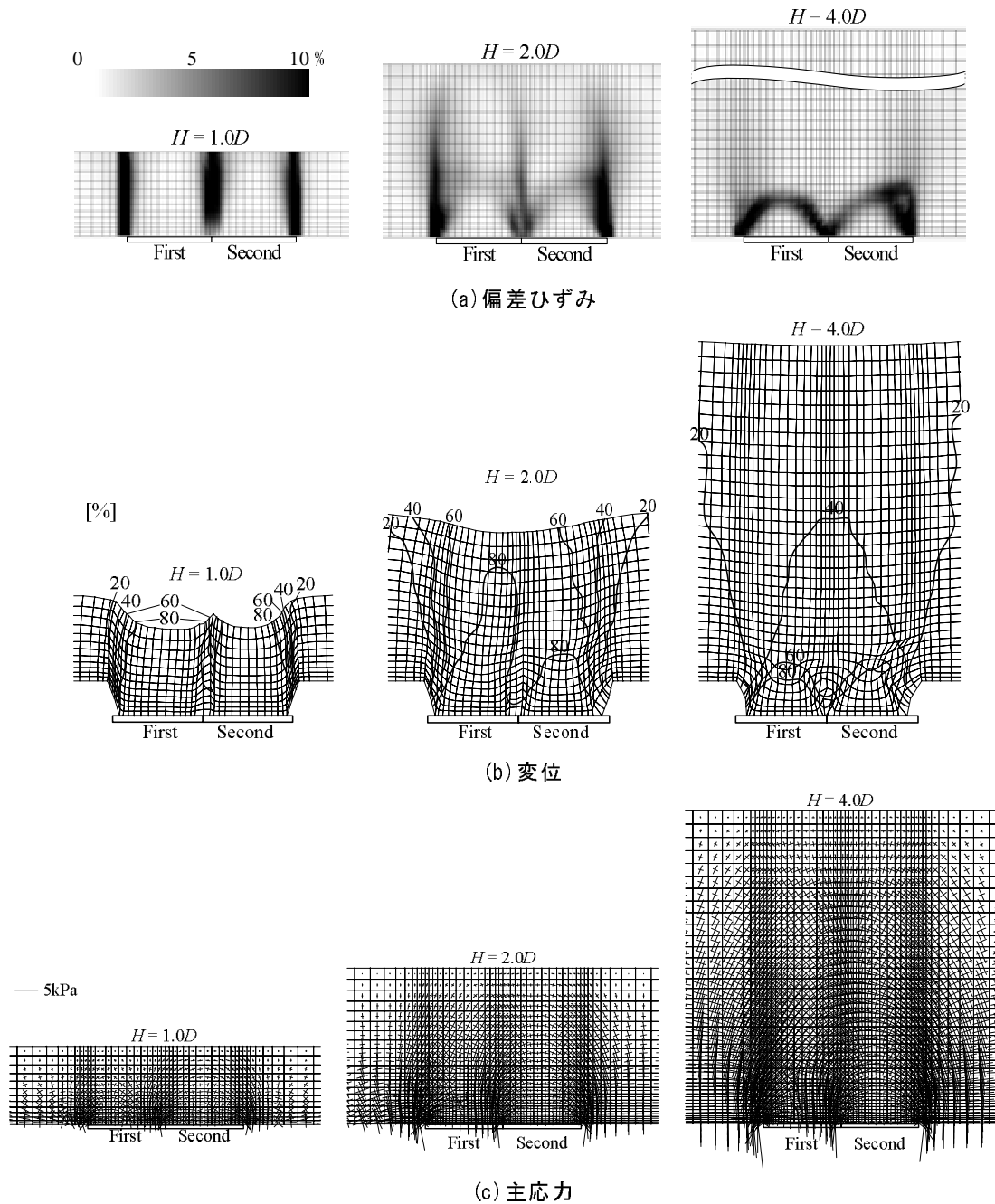


Fig. 5-28 双設降下床直上地山における諸量の分布 ($\delta_{ta} = 2.0 \text{ mm}$, $\delta_{tb} = 2.0 \text{ mm}$)

続いて, Fig. 5-28 に, 後続降下床下降後 ($\delta_a = \delta_b = 2.0 \text{ mm}$) の地山における諸量の分布を示す. なお, 先行降下床下降終了時点 ($\delta_a = 2.0 \text{ mm}$, $\delta_b = 0.0 \text{ mm}$) については, 同様の図を Fig. 5-26 に示してある. Fig. 5-28 (a) より, 2 つの降下床の端部から鉛直上方あるいはアーチ状にせん断帯が形成される. ただし, 2 つの降下床間の地山では, 先に述べた逆振りせん断現象により, せん断ひずみが低減する様子も確認できる. 一方, 地山の変位に着目すると, Fig. 5-28 (b) に示すように, $1.0D$ 程度の浅い土被りでは, 先行降下床下降時と同様に陥没型の地表面沈下を生じる. また, $2.0D$ 以上の土被りでは, 等変位量線が地山の広範囲に拡がることになる.

Fig. 5-28 (c) は, 最大・最小主応力の大きさと方向であり, 後続降下床下降終了後の地山の応力状態を表す. 同図より, 後続降下床端部のすぐ外側の地山に応力が集中し, そこからアーチ状に応力伝達

線が形成される．応力伝達線は高土被りほど明瞭にアーチを形成し，後続降下床上の地山に応力解放をもたらす．一方，先行降下床上の地山では，主応力の大きさや方向が大きく乱れて不揃いになる．これは，先行降下床上に，後続降下床を覆う応力伝達アーチの足が位置するためである．このアーチの足が，後続降下床下降時の先行降下床への土圧再配分の正体である．

5.4 離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定

本節では，まず Terzaghi の土圧式¹⁴⁾を用いて同時下降実験における降下床土圧を算定し，算定値と実験値を比較する．次に，Terzaghi の式を参考にして，順次下降実験における降下床土圧の算定手法を提案するとともに，提案手法による計算値を実験値と比較することで，その適用性を検証する．続いて，提案手法を 3 次元問題に拡張し，3 次元双設降下床実験における降下床土圧を算定する．最後に，降下床土圧の算定について総括する．

5.4.1 同時下降実験における降下床土圧の算定

同時下降実験における降下床土圧は，Fig. 5-29 に示すように，降下床幅が倍の単設降下床と考えて Terzaghi の式により算定する．前章で示した式(4.1)の降下床幅 D を $2D$ に置き換えると，同時下降実験で降下床に作用する平均鉛直土圧 σ_t の算定式が得られる．

$$\sigma_t = \frac{D(\gamma - c/D)}{K_h \cdot \tan \phi} \cdot \left[1 - \exp\left(-K_h \cdot \frac{H}{D} \cdot \tan \phi\right) \right] \quad (5.1)$$

ここに， D は降下床幅， γ は地山の単位体積重量， c は粘着力， K_h は土圧係数($= \sigma_h / \sigma_v$)， ϕ ($\neq 0$) は内部摩擦角， H は土被りである．これらの定数のうち， K_h 以外は地山の幾何条件や要素試験から客観的に決定できる．ここでは，単一降下床土圧の算定に用いた入力定数(Table 4-1 参照)をそのまま用いる．

Fig. 5-30 に，算定値と実験値の比較を示す．同図より， $K_h = 1.0$ とした算定値が実験値を的確に捉えていることから，双設降下床を同時に下降させる際の作用土圧は，単設降下床と共通の入力定数で算定できるといえる．すなわち，双設トンネルが先行・後続の区別無く同時に掘削される場合には，作用土圧を既往の設計手法^{5), 6), 15)}により算定できる．

5.4.2 順次下降実験における降下床土圧の算定

(1) 順次下降実験における双設降下床土圧の算定手法の構築

順次下降実験では，隣接する 2 つの降下床を一つずつ下降させた．Fig. 5-31 に最終状態における典

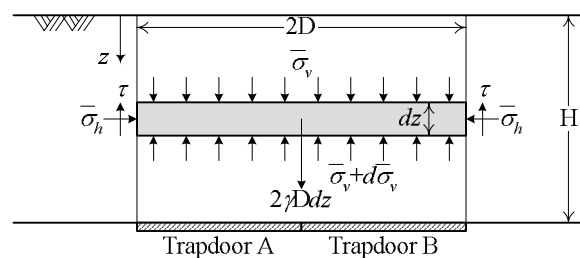


Fig. 5-29 Terzaghi の式¹⁴⁾による降下床土圧の算定(同時下降実験)

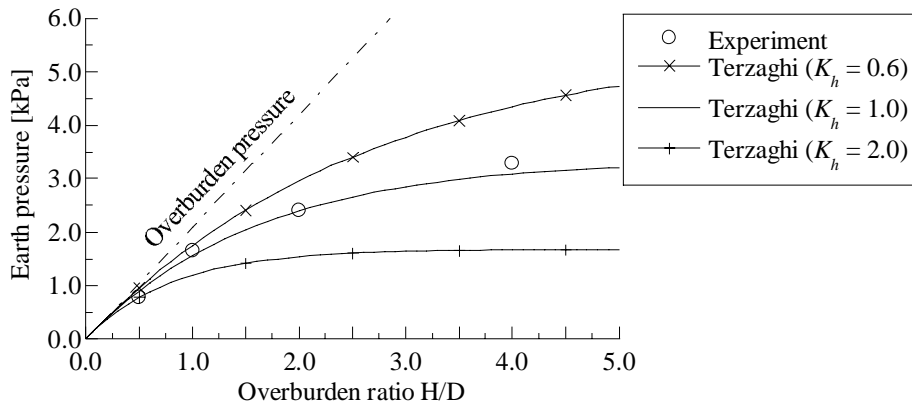


Fig. 5-30 実験値と算定値の比較～降下床土圧(同時下降実験)

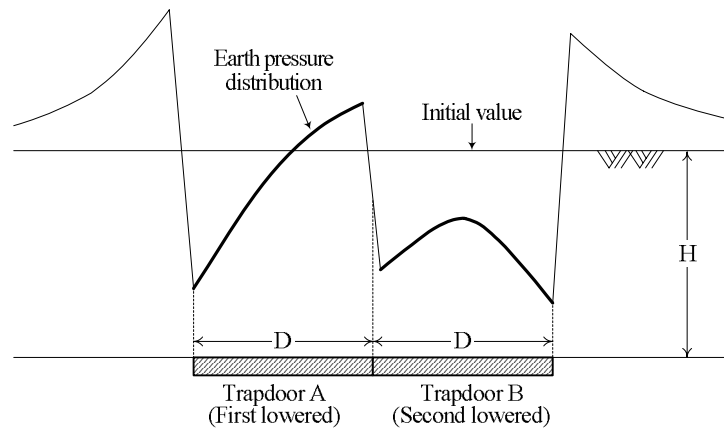


Fig. 5-31 順次下降実験における典型的な土圧分布形状

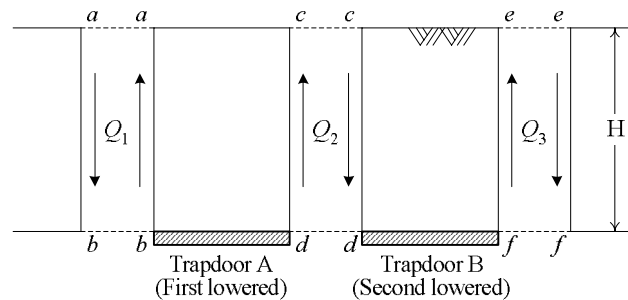


Fig. 5-32 双設下降実験(順次下降実験)における3つの想定すべり面

典型的な土圧分布形状を示す．ここでの目的は，図中の先行トンネルに作用する土圧(Fig. 5-6 の②)および後続トンネルに作用する土圧(Fig. 5-6 の③)を求めることである．

本手法では，Terzaghi¹⁴⁾に倣い Fig. 5-32 に示すように降下床端部から鉛直にすべり面($a-b$, $c-d$, $e-f$ 断面)を仮定する．この面に作用するせん断力 Q_1 , Q_2 , Q_3 を特定できれば土圧の算定が可能になる．

まず，Fig. 5-33 を用いて，地山内の任意の鉛直断面 $m-n$ に作用するせん断力 Q を実験結果より算出する方法を説明する．Fig. 5-33 (a) は模型地山に作用する鉛直力を示す．変位自由境界となる地表面 $o-m$, $m-q$ には力は作用しない($t_{om} = t_{mq} = 0$)．また，地山の左右側面 $o-p$, $q-r$ は平滑面に支持されているため摩擦力 f_{op} , f_{qr} は発生しない．よって， $m-n$ 面の左右の地山について，次式のような鉛直力のつりあい式が得られる．

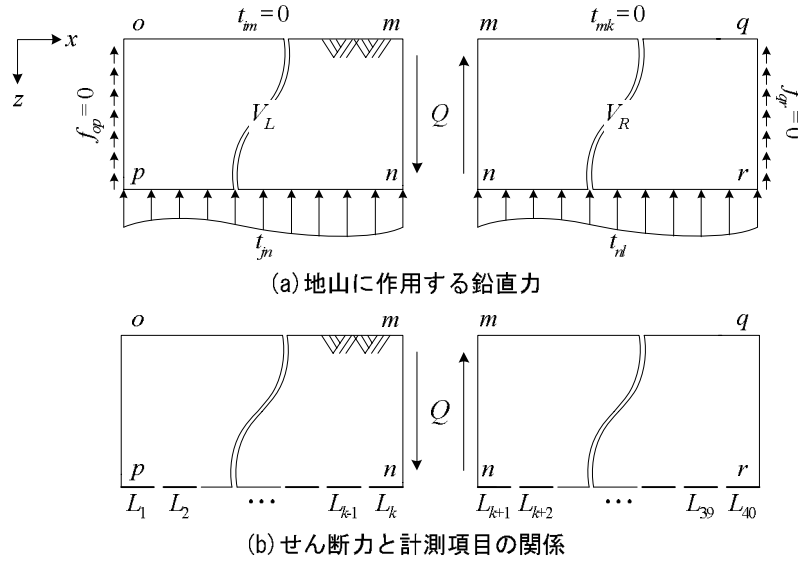


Fig. 5-33 地山の鉛直断面に作用するせん断力の算出方法

$$\text{左側の地山：} -Q + \int t_{pn} dx - \int \gamma dV_L = 0 \quad (5.2)$$

$$\text{右側の地山：} Q + \int t_{nr} dx - \int \gamma dV_R = 0 \quad (5.3)$$

ここに、 t_{pn} 、 t_{nr} は $m-n$ 面の左右の地山底面に作用する鉛直力、 V_L 、 V_R は $m-n$ 面の左右地山の体積、 γ は地山の単位体積重量である。本実験では地表面は水平であり、実験初期には、底面にほぼ一様な土被り圧が作用することを確認しているため、次式が成立する。

$$\text{左側の地山：} \int t_{pn0} dx = \int \gamma dV_L \quad (5.4)$$

$$\text{右側の地山：} \int t_{nr0} dx = \int \gamma dV_R \quad (5.5)$$

ここに、 t_{pn0} 、 t_{nr0} は t_{pn} 、 t_{nr} の初期値である。式(5.4)、(5.5)を式(5.2)、(5.3)に代入すると、 Q は以下の式で表される。

$$\text{左側の地山：} Q = \int t_{pn} dx - \int t_{pn0} dx = \int \Delta t_{pn} dx \quad (5.6)$$

$$\text{右側の地山：} Q = \int t_{nr} dx - \int t_{nr0} dx = \int \Delta t_{nr} dx \quad (5.7)$$

ここに、 Δt_{pn} 、 Δt_{nr} は t_{pn} 、 t_{nr} の実験初期からの変化量である。ところで本実験では、Fig. 5-33 (b) に示すように底面全幅にわたって鉛直荷重を計測しているため、地山底面に作用する鉛直荷重は次式となる。

$$\text{左側の地山：} \int t_{pn} dx = \sum_{i=1}^k L_i, \quad \int \Delta t_{pn} dx = \sum_{i=1}^k \Delta L_i \quad (5.8)$$

$$\text{右側の地山：} \int t_{nr} dx = \sum_{i=k+1}^{40} L_i, \quad \int \Delta t_{nr} dx = \sum_{i=k+1}^{40} \Delta L_i \quad (5.9)$$

なお、 L_i ($i = 1 \sim 40$) は各荷重計による計測値、 ΔL_i は L_i の変化量である。(5.8)、(5.9)をそれぞれ(5.6)、(5.7)に代入すると、 Q は計測値を用いて(5.10)、(5.11)により算出できる。

$$\text{左側の地山より：} Q = \sum_{i=1}^k \Delta L_i \quad (5.10)$$

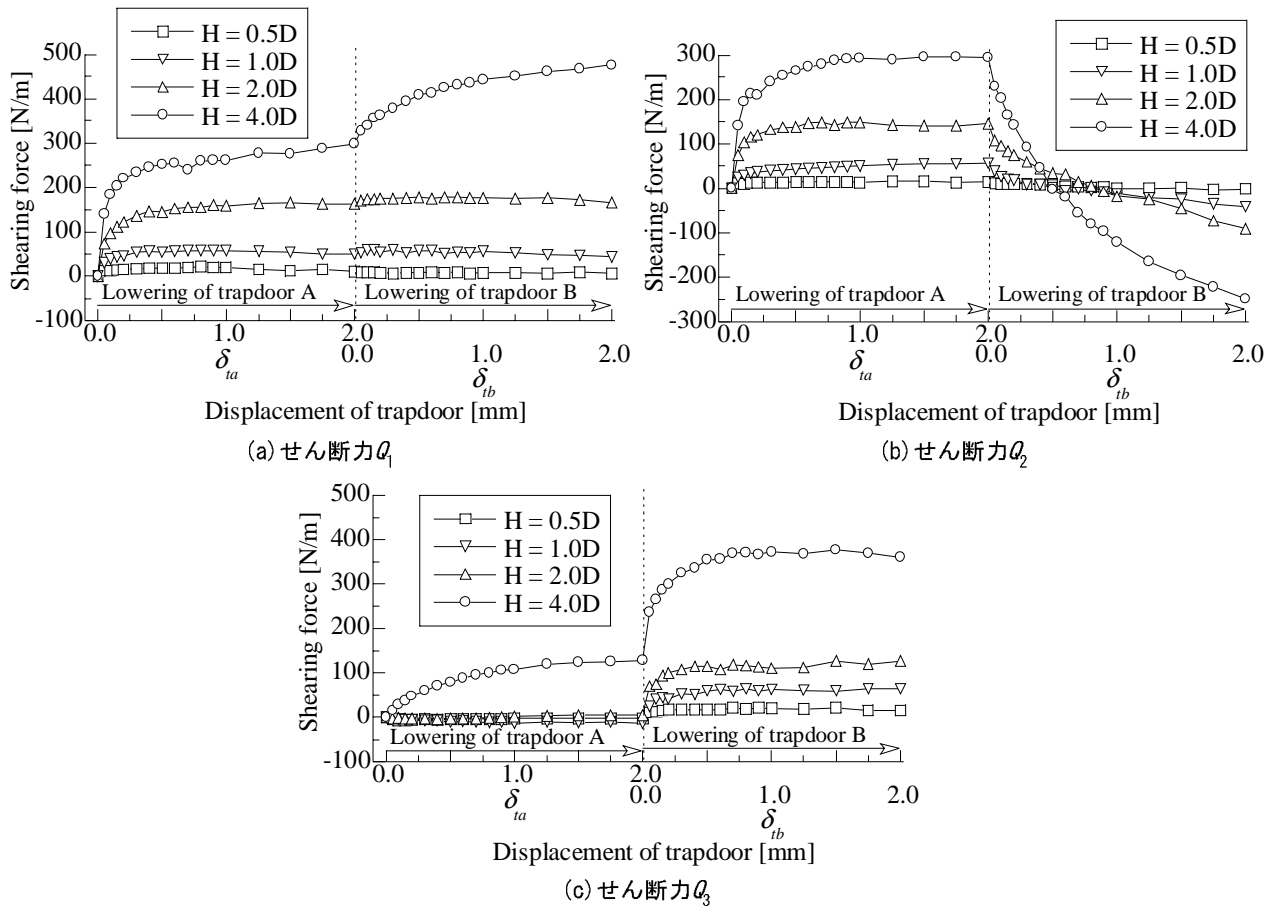


Fig. 5-34 地山の鉛直断面に作用するせん断力の推移

$$\text{右側の地山より} : Q = - \sum_{i=k+1}^{40} \Delta L_i \quad (5.11)$$

式(5.10),(5.11)を用いて算出した2つの Q は、理論的には一致する．実験値についてもほぼ一致したので、以下にその平均値を Q として示す．

式(5.10),(5.11)に実験値を代入して算出したせん断力 Q_1, Q_2, Q_3 の推移をFig. 5-34に示す．Fig. 5-34ではFig. 5-32の矢印の方向、すなわち先行降下床側の地山を持ち上げる向きを正としてせん断力を示した．Fig. 5-34より、先行降下床下降時に Q_1, Q_2 は増加し、先行降下床側の地山を持ち上げる向きに作用する．一方、 Q_3 は、後続降下床下降時に急増する．また、後続降下床下降時に Q_2 のみ正負が逆転する．このとき、 Q_2 は先行降下床側の地山に下向き、後続降下床側の地山に上向きに作用し、後続降下床側の地山から先行降下床に土圧が再配分される．最終状態での Q_2 の絶対値は、先行降下床下降後の Q_2 よりも、また、後続降下床下降後の Q_1, Q_3 よりも小さくなる．

以上の結果より、土被りによらず、下降する降下床に隣接する鉛直面には、降下床側の地山を持ち上げる向きにせん断力が作用し、離れた降下床が下降する場合にはあまり変化しない．特徴的であったのは、上述した Q_2 の推移である．すなわち、後続降下床下降時に Q_2 を的確に表現することが、片側先進工法による双設トンネルに作用する土圧の合理的な算定手法につながると考える．本研究では、最終状態における Q_2 の絶対値が比較的小さい原因を、2つの降下床の下降による応力解放で後続降下床下降時に $c-d$ 面に作用する拘束圧が低減するためと推測した．

上述の結果を踏まえて、後続降下床下降後の地山の応力状態をFig. 5-35のように仮定する． $a-b, e-f$

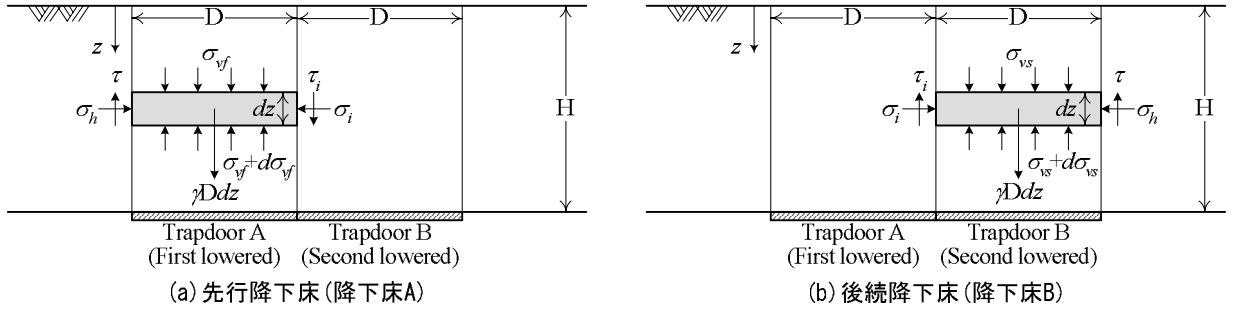


Fig. 5-35 双設降下床上の微小土柱に作用する鉛直力のつりあい(順次下降実験)

断面(Fig. 5-32)では, 降下床側の地山に上向きに働くせん断応力 τ を考える. $c-d$ 断面(Fig. 5-32)では, 先行降下床側の地山に下向き, 後続降下床側の地山に上向きに作用するせん断応力 τ_i を想定する. これにより, 先行および後続降下床直上地山の微小土柱についてそれぞれ以下のつりあい式を得る.

$$(\sigma_{vf} + d\sigma_{vf})D - \sigma_{vf}D + \tau dz - \tau_i dz - \gamma D dz = 0 \quad (5.12)$$

$$(\sigma_{vf} + d\sigma_{vf})D - \sigma_{vf}D + \tau dz + \tau_i dz - \gamma D dz = 0 \quad (5.13)$$

ここに, σ_{vf}, σ_{vs} は後続降下床が完全に下降した時点で先行および後続降下床上の地山に作用する鉛直土圧の平均値である.

次に, 各鉛直面に働くせん断応力 τ, τ_i は, 摩擦則に従い, 各面に作用する水平土圧 σ_h, σ_i と内部摩擦角 ϕ および粘着力 c を用いて, 次式のように表現する.

$$\tau = c + \sigma_h \cdot \tan \phi \quad (5.14)$$

$$\tau_i = c + \sigma_i \cdot \tan \phi \quad (5.15)$$

$a-b, e-f$ 断面に作用する拘束圧(水平土圧) σ_h は, 土圧係数 K_h を用いて次式で表す.

$$\sigma_h = K_h \sigma_v \quad (5.16)$$

ただし, $a-b$ 断面では $\sigma_v = \sigma_{vf}$, $e-f$ 断面では $\sigma_v = \sigma_{vs}$ を用いる. 一方, $c-d$ 断面では拘束圧の低下を考慮して以下のように水平土圧 σ_i を表す.

$$\sigma_i = K_i \sigma_v \quad (5.17)$$

ここに, K_i は水平土圧の低減を考慮した土圧係数であり, $K_i \leq K_h$ となる値を想定している. これにより, Q_2 が Q_1, Q_3 に比べて小さくなる現象を表現する. なお, K_h, K_i は先行および後続降下床が完全に下降した時点での $\sigma_h / \sigma_v, \sigma_i / \sigma_v$ であり, 静止土圧係数 K_0 とは意味合いが異なる.

式(5.12),(5.13)に式(5.14)~(5.17)を代入し, 地表面 ($z = 0$) で鉛直土圧が 0 という境界条件のもとで解く. さらに, $z = H$ とすれば, 先行および後続降下床に作用する土圧 σ_{vf}, σ_{vs} はそれぞれ式(5.18),(5.19)で表される.

$$\sigma_{vf} = \begin{cases} \frac{D(\gamma - c/D)}{(K_h - K_i) \tan \phi} \left[1 - \exp\left\{-\frac{H}{D}(K_h - K_i) \tan \phi\right\} \right] & (K_h \neq K_i \text{ のとき}) \\ \frac{\gamma H}{\tan \phi} & (K_h = K_i \text{ のとき}) \end{cases} \quad (5.18)$$

$$\sigma_{vs} = \frac{D(\gamma - c/D)}{(K_h + K_i) \tan \phi} \left[1 - \exp\left\{-\frac{H}{D}(K_h + K_i) \tan \phi\right\} \right] \quad (5.19)$$

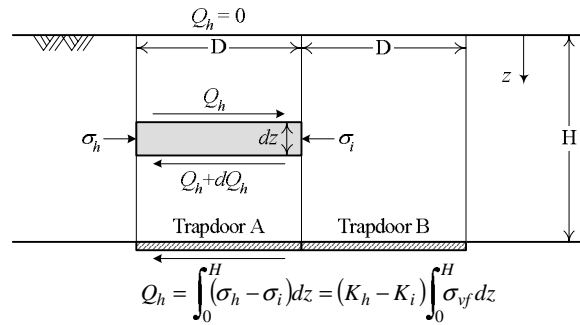


Fig. 5-36 双設降下床上の微小土柱に作用する水平力のつりあい(順次下降実験)

ここで、式(5.18),(5.19)の性質を考える．まず、 $K_i = 0.0$ を代入すると、 $\sigma_{vf} = \sigma_{vs}$ が成立する．さらに、このとき σ_{vf}, σ_{vs} は、式(5.1)による同時下降実験における降下床土圧の算定値 σ_i と一致する． $K_i = 0.0$ とした場合には、 $c-d$ 断面に作用する拘束圧が0になり、せん断力が発生しないため、 $\sigma_{vf} = \sigma_{vs} = \sigma_i$ となる．一方、 $K_i = 1.0$ とすると、 σ_{vf} は全土被り圧 γH 、 σ_{vs} は式(4.1)による単設降下床土圧の算定値 σ_v と一致する．

以上、本節では双設トンネル直上の地山に作用する鉛直力のつりあい式をもとに、順次下降実験において双設降下床に作用する土圧の算定式を導出した．本提案式は、降下床直上の地山に作用する鉛直力のつりあい式のみから独立に導かれるため、水平力および回転力のつりあい式とは無関係であるが、水平および回転方向のつりあい条件についても以下に付記しておく．なお、ここでは先行降下床直上の地山を例として議論を行う．

本手法ではFig. 5-35 (a)に示すような力を仮定しているため、 $K_i < K_h$ の場合、先行降下床上の地山に作用する水平力の合力は後続降下床側を向く．このとき、Fig. 5-36に示すように降下床直上地山の上下面にせん断力 Q_h が作用すれば、水平力はつりあい条件を満たすと考える．また、Fig. 5-35 (a)に示すような力が作用する場合、先行降下床上の地山は時計周りに回転すると予想される．しかしながら、先行降下床上の鉛直土圧は、実際には一様な分布ではなく、Fig. 5-31に示すように後続降下床に近いほど大きくなる分布をしているので、回転方向のつりあい条件を満足していると考えられる．

(2)提案手法による算定値と実験値の比較

式(5.18),(5.19)により求めた先行および後続降下床土圧の算定値を実験値と比較する．本提案手法において、Terzaghiの理論に新たに追加された定数は、2つの降下床の中間の地山での拘束圧の低下を考慮した水平土圧係数 K_i のみである．まず、 D, H, γ, ϕ は、単設降下床実験や同時下降実験と全く同じ値を用いる(Table 4-1 参照)． K_h には、単設降下床実験および同時下降実験における降下床土圧の算定において、実験値とよく対応した1.0を用いる． K_i には K_h 以下の値を想定しているため、ここでは、まず $K_i = 0.0, 0.3, 0.7, 1.0$ と変化させてパラメトリックスタディを行なった．

算定値と実験値の比較をFig. 5-37に示す．Fig. 5-37より、 K_i が大きいほど先行降下床土圧の算定値は大きく、後続降下床土圧の算定値は小さい．実験値に近い値を示したのは、どちらの降下床土圧についても $K_i = 0.7$ とした算定値であった．つまり、提案手法は、同じ入力定数で先行および後続降下床土圧を同時に表現することが可能である．また、降下床に挟まれた中央のせん断面に作用する水平土圧は3割程度小さく見積もるのが適当だと考えられる．

続いて、本研究で提案する双設トンネルに作用する土圧の算定式(式(5.18),(5.19))を、佐藤ら⁴⁷⁾が実施した双設降下床実験に適用する．佐藤ら⁴⁷⁾が実施したのは、豊浦硅砂を用いて作成した4種類の土被り H (1.0D, 2.0D, 4.0D, 6.0D)の地山に対して、隣接する2つの降下床(幅 100 mm × 奥行き 140 mm)

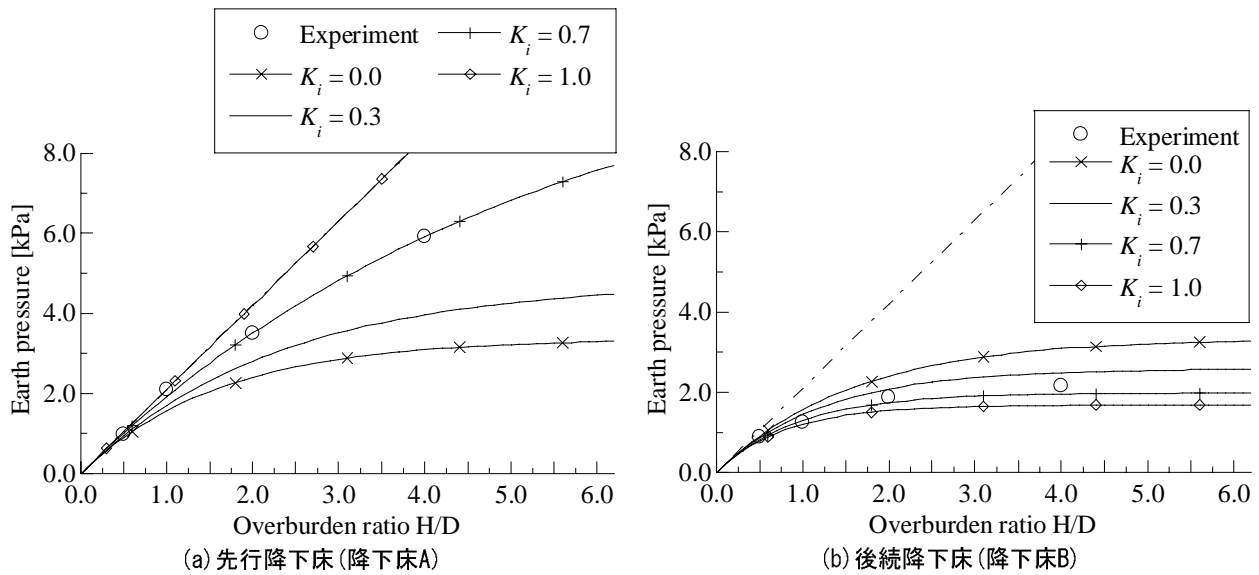


Fig. 5-37 提案手法による算定値と実験値の比較～降下床土圧 (順次下降実験)

Table 5-1 双設降下床土圧の算定に用いる入力定数 (砂質地山における双設降下床実験⁵⁾)

Width of the trapdoor D [mm]	100
Overburden H [mm]	Depends on test pattern
Unit weight γ [kN/m ³]	15.5
Internal friction angle ϕ [°]	45.0
Cohesion c [kPa]	0.0
Coefficient of earth pressure K_h	1.0
Coefficient of earth pressure K_i	0.7

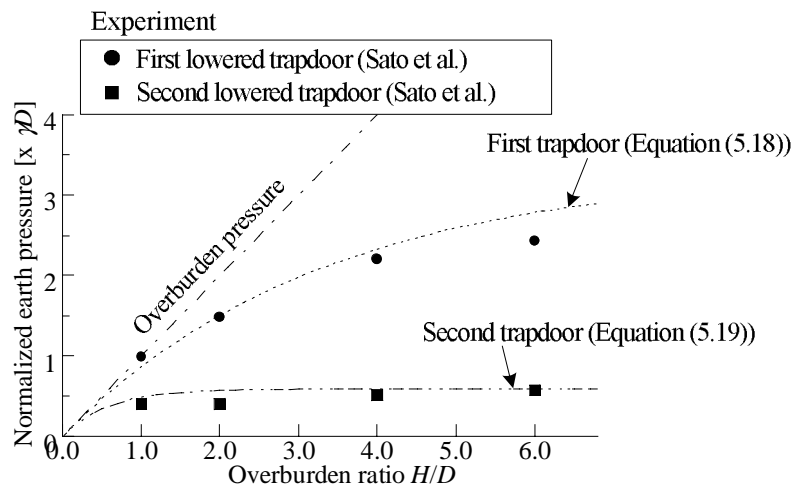


Fig. 5-38 提案手法による計算値と実験値の比較 (砂質地盤における双設降下床実験⁵⁾)

を一つずつ下降させる双設降下床実験であり、本提案手法を直接適用することができる。算定における入力定数のうち、内部摩擦角 ϕ および粘着力 c は、4 種類の拘束圧に対して豊浦硅砂の三軸圧縮試験を実施し決定した。土圧係数は、これまでの検討結果を受けて、 $K_h = 1.0$ 、 $K_i = 0.7$ とした。算定に用いる値を Table 5-1 にまとめる。

Fig. 5-38 に実験値と算定値の比較を示す。Fig. 5-38 には実験値をプロット、算定値をラインで示し

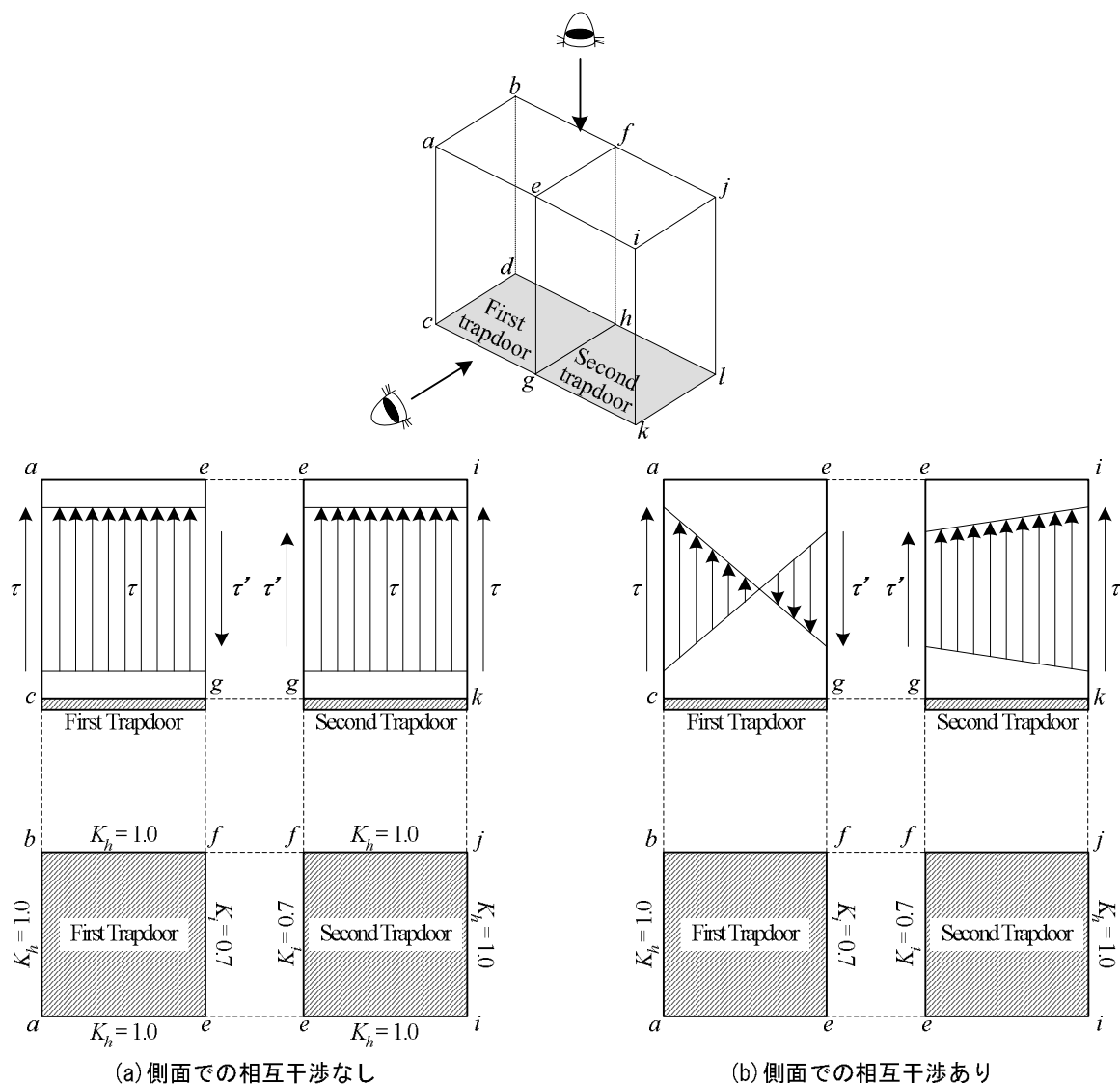


Fig. 5-39 提案した土圧算定手法の3次元双設降下床への拡張

た．また，縦軸に示した規準化土圧は，降下床土圧を土被り $H = 1.0D$ における初期土圧 (γD) で除した値である．Fig. 5-38 に示すように，提案手法による計算値は，それぞれ先行および後続降下床土圧に近い値を示していることから，本研究で提案した双設降下床土圧の算定法は，土被りや地山特性が異なる場合でも適用可能だといえる．また，この実験に対しても $K_i = 0.7$ とした算定値が実験値を捉えていることから，中間の地山における水平土圧を3割程度小さく与えることは妥当であると考えられる．

(3) 提案手法の3次元問題への拡張

本節で提案した双設降下床土圧の算定式を3次元問題に拡張し，3次元双設降下床実験に適用する．拡張した土圧算定手法の概念を，Fig. 5-39 に示す．前章では，3次元単設降下床実験に対して，降下床を取り囲む4つの鉛直面をすべり面と仮定して土圧を算定したが，双設降下床実験では，先行降下床と後続降下床が1つのすべり面(Fig. 5-39 の面 $efhg$ ，共有すべり面と呼ぶ)を共有する．この面では，先行降下床側の地山に下向き，後続降下床側の地山に上向きに，拘束圧の低減を考慮したせん断応力 τ_i を仮定する．一方，面 $efhg$ から離れた面 $abdc$ および $ijkl$ では，Terzaghi の式と同様に降下床側の地山に上向きのせん断応力 τ を想定する．残りのすべり面 $aegc$ ， $eigk$ ， $bfhd$ ， $fjlk$ は，共有すべり面 $efhg$ に隣接する面であるため，双設降下床の相互作用の影響を受ける可能性があり，せん断応力をどのよ

Table 5-2 双設降下床土圧の算定に用いる入力定数 (3次元双設降下床実験)

Length of a side of trapdoor x [mm]	150
Overburden H [mm]	Depends on test pattern
Unit weight γ [kN/m ³]	15.5
Internal friction angle ϕ [°]	47.0
Cohesion c [kPa]	0.0
Coefficient of earth pressure K_h	1.0
Coefficient of earth pressure K_i	0.7

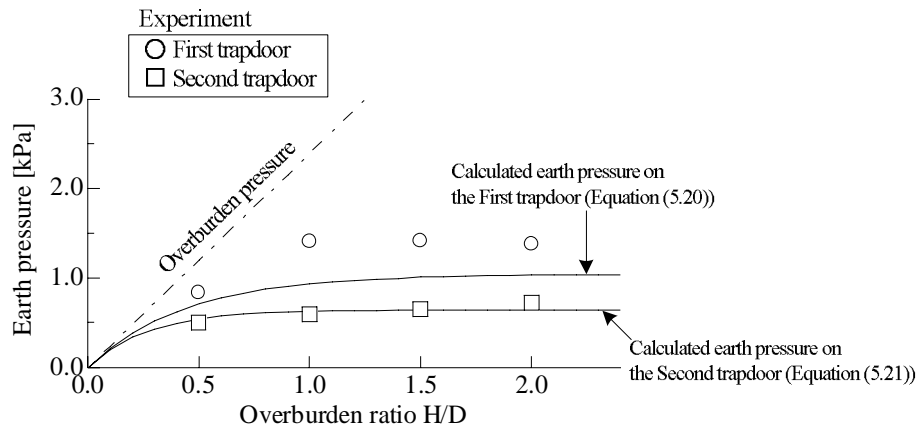


Fig. 5-40 提案手法による計算値と実験値の比較① (3次元双設降下床実験)

うに仮定するかが非常に重要となる。

本研究では、2種類の考え方で土圧の算定を行なう。一つ目は、Fig. 5-39 (a)に示すように、共有すべり面 $efhg$ にのみ、拘束圧の低減を考慮した τ_i が作用するという考え方である。この考え方によると、先行および後続降下床に作用する土圧 σ_{vf} , σ_{vs} はそれぞれ式(5.20), (5.21)で表される。

$$\sigma_{vf} = \frac{x(\gamma - c/x)}{(3K_h - K_i) \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left\{ - (3K_h - K_i) \cdot \frac{H}{x} \cdot \tan \phi \right\} \right] \quad (5.20)$$

$$\sigma_{vs} = \frac{x(\gamma - c/x)}{(3K_h + K_i) \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left\{ - (3K_h + K_i) \cdot \frac{H}{x} \cdot \tan \phi \right\} \right] \quad (5.21)$$

ここで、 x は降下床 1 辺の長さ、 γ は地山の単位体積重量、 c は粘着力、 ϕ ($\neq 0$) は内部摩擦角、 H は土被りであり、客観的に決定することができる。 K_h は Terzaghi の式に用いられる土圧係数、 K_i は中間地山での拘束圧低下を考慮した土圧係数であり、 $K_h = 1.0$, $K_i = 0.7$ を用いれば実験値を的確に算定するという結果が得られている。算定に用いる入力定数を Table 5-2 にまとめる。

Fig. 5-40 に、式(5.20)および(5.21)による計算値と実験値の比較を示す。同図より、提案手法は後続降下床土圧を的確に表現できているものの、先行降下床土圧に対しては危険側の算定値を与えている。従って、共有すべり面でのみ相互作用を考慮する手法は、双設降下床の相互作用を過小評価していると考えられる。

これに対して、二つ目の考え方では、共有すべり面に隣接する他のすべり面でも相互作用を考慮する。この手法では、Fig. 5-39 (b)に示すように、面 $aegc$, $eigk$, $bfh d$, $fjlk$ 上で、せん断応力が線形分布すると考える。つまり、中央のすべり面 $efhg$ に近づくほど τ_i に、面 $abdc$ および $ijlk$ に近づくほど τ に近いせん断応力が作用すると考える。このとき、先行および後続降下床に作用する土圧 σ_{vf} , σ_{vs} はそ

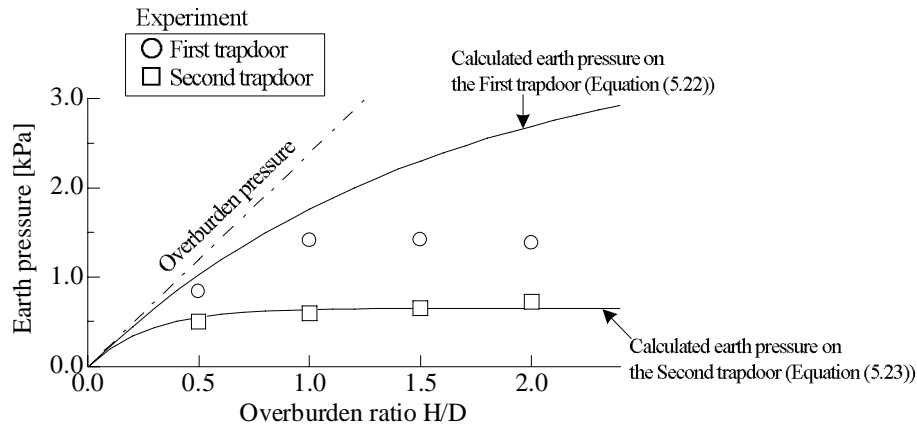


Fig. 5-41 提案手法による計算値と実験値の比較②(3次元双設降下床実験)

れぞれ式(5.22),(5.23)で表される．

$$\sigma_{vf} = \frac{x(\gamma - c/x)}{(2K_h - 2K_i) \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left\{ - (2K_h - 2K_i) \cdot \frac{H}{x} \cdot \tan \phi \right\} \right] \quad (5.22)$$

$$\sigma_{vs} = \frac{x(\gamma - c/x)}{(2K_h + 2K_i) \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left\{ - (2K_h + 2K_i) \cdot \frac{H}{x} \cdot \tan \phi \right\} \right] \quad (5.23)$$

なお、各記号の意味は式(5.20)および(5.21)と同じである．

Fig. 5-41 に、式(5.22)および(5.23)による計算値と実験値の比較を示す．算定には Table 5-2 に示したパラメータを用いた．Fig. 5-41 より、提案手法は後続降下床土圧を的確に算定するが、先行降下床土圧は過大評価することがわかる．これは、共有すべり面以外のすべり面でも相互作用を考慮することで、双設降下床の相互干渉を必要以上に大きく見積もったためと考える．

以上をまとめると、共有すべり面のみで相互作用を考慮する手法では、3次元双設降下床実験における先行降下床土圧を過小評価する可能性が高いため、共有すべり面以外のすべり面でも相互作用を考慮する必要がある．しかしながら、相互作用の影響がどのように発現するかを正確に見積もらなければ、先行降下床土圧を的確に算定するのは困難である．

5.4.3 降下床土圧の算定のまとめ

2次元降下床実験では、単設降下床実験、双設同時下降実験、双設順次下降実験の3種類を実施した．これら全ての実験に対する降下床土圧の算定結果を Fig. 5-42 にまとめる．Fig. 5-42 には、実験値をプロット、算定値をラインで表示した．なお、全ての実験ケースに対して、Table 5-3 に示す共通の入力定数を用いて土圧の算定を行なった．Fig. 5-42 より、共通の入力定数を用いて得た算定値は、全ての実験における降下床土圧を精度良く捉えていることがわかる．つまり、Terzaghi の式および本節で提案した双設降下床土圧の算定式を用いることで、単設トンネルおよび双設トンネルに作用する土圧を統一的に表現することが可能であるといえる．

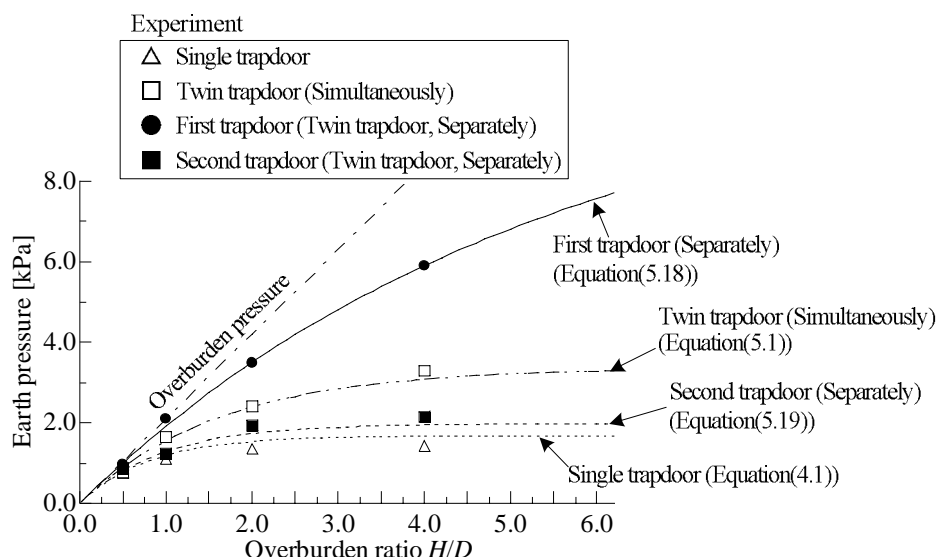


Fig. 5-42 降下床土圧の算定のまとめ～単設降下床実験および双設降下床実験

Table 5-3 降下床土圧の算定に用いる入力定数(2次元単設および双設降下床実験)

Width of the trapdoor D [mm]	100
Overburden H [mm]	Depends on test pattern
Unit weight γ [kN/m ³]	21.0
Internal friction angle ϕ [°]	32.0
Cohesion c [kPa]	0.0
Coefficient of earth pressure K_h	1.0
Coefficient of earth pressure K_t	0.7

5.5 まとめ

本章では、離隔のない双設トンネルの掘削をモデル化した双設降下床実験を実施し、双設トンネル掘削時の地山の力学挙動を検討した。続いて、実験に対して有限要素解析を実施し、双設トンネル掘削時の地山の力学挙動に詳細な考察を加えた。さらに、実験および数値解析の結果を参考にして、双設トンネルの相互作用を考慮したトンネル土圧算定式を提案し、実験値と比較することで提案手法の適用性を検証した。

双設降下床実験から得た知見を以下にまとめる。

- 双設トンネルには、掘削過程(同時，順次)や掘削順序(先行，後続)によらず，単設トンネルよりも大きな土圧が作用する。特に，2つのトンネルを順次掘削する場合には，トンネル周辺における土圧分布は非対称な形状になり，先行トンネルに作用する土圧が増大する。
- 現行の設計では，単一トンネルを想定した Terzaghi の理論¹⁴⁾を用いて作用土圧を算定している^{5), 6), 15)}ため，双設トンネルへの作用土圧を過小評価する可能性がある。土被りや掘削幅が同じでも施工過程や先行・後続トンネルの違いによって作用土圧が大きく異なる。
- 双設トンネル掘削時には，発生する地表面沈下量が単設トンネル掘削時よりも大きくなる。ただし，双設トンネルの掘削過程(同時，順次)による差異はあまりない。

次に，双設降下床実験に対する数値解析の結果をまとめる。

- 数値解析値を実験値と比較した結果，地盤材料の強度・変形特性を適切にモデル化した本数値

解析手法は、双設降下床実験に対しても概ね適用可能であるといえる。

- (b) 先行トンネル掘削時には、先行トンネル上方の地山を持ち上げる向きにせん断応力が発生するが、後続トンネル掘削時には、中間地山でせん断応力の向きが逆転する。すなわち、後続トンネルの掘削により後続トンネル側の地山を持ち上げ、先行トンネル側の地山を押し下げる向きにせん断応力が変化する。
- (c) 後続トンネル掘削時には後続トンネルの周辺地山にアーチ状に応力伝達線が形成される。応力伝達線は高土被りほど明瞭にアーチを形成し、後続降下床上の地山に応力解放をもたらす。このとき、先行トンネル上の地山に応力伝達アーチの足が位置する形となり、先行トンネルへ土圧が再配分される。

離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定手法を検討することで得た結果は以下の通りである。

- (a) 双設トンネルを同時に掘削する場合には、掘削幅が単一トンネルの倍と考慮して Terzaghi の土圧式¹⁾を用いてトンネル土圧を算定できる。
- (b) 双設トンネルを順次掘削する状況を想定し、相互作用を考慮した双設トンネル土圧の算定法を提案した。提案手法では、トンネル中間の地山は双設トンネルの相互作用により拘束圧が低減した状態であり、先行トンネル側の地山に下向き、後続トンネル側の地山に上向きにせん断力が作用すると仮定した。Terzaghi の式¹⁴⁾に対して追加された定数は、中間地山での水平土圧の低減を考慮する土圧係数 K_i のみである。算定値を実験値と比較した結果、中間地山での水平土圧を 3 割程度小さく考えることで、提案手法は先行および後続トンネルに作用する土圧を的確に算定できることがわかった。
- (c) 提案した双設トンネルの土圧算定式を 3 次元に拡張した。実験値と比較検討した結果、2 つのトンネルが共有するすべり面以外のすべり面においても相互作用が発生する可能性があり、それを正確に見積もらなければ先行トンネルに作用する土圧を的確に算定するのは難しいことがわかった。

第6章 離隔のある双設トンネル掘削時の力学挙動に関する検討

6.1 概説

前章では、離隔のない双設トンネル掘削時の地山の力学挙動に関する検討をもとに、双設トンネルの相互干渉を考慮したトンネル土圧評価手法を提案した。次なる課題は、双設トンネルの相互干渉を抑制するのにどれだけの離隔が必要になるかである。本章では、まず、トンネルの離間距離と土被りを変化させて双設降下床実験を実施し、各実験パラメータが双設トンネルの相互干渉に及ぼす影響を調査する。続いて、有限要素解析を実施し、双設トンネル周辺の地山挙動を検討する。最後に、土被りと離間距離の影響を考慮した双設トンネルの土圧評価手法を探索する。

6.2 離隔のある双設トンネルの掘削を模擬した降下床実験

ここでは、離隔のある双設トンネルの掘削を模擬した2次元双設降下床実験の結果を示し、土被りや離間距離による地山挙動の違いを検討する。

6.2.1 双設降下床周辺における土圧特性

Fig. 6-1 に、双設降下床周辺における土圧分布の一例として、土被り $H = 2.0D$ の結果を示す。Fig. 6-1 より、降下床下降時には下降する降下床上の土圧は急減し、その周辺では土圧が増加する。すなわち、先行降下床下降時には先行降下床土圧が、後続降下床下降時には後続降下床土圧が減少し、周辺に土圧を分配する。後続降下床下降後の土圧分布は非対称であり、離隔 B が $0.5D$ 以下の場合には、先行降下床土圧が後続降下床土圧よりも大きくなることが明確に認められる。また、降下床間に離隔が設けられる場合には、2つの降下床の中間の地山に土圧が集中する。

つづいて、Fig. 6-2, 3 に先行および後行降下床土圧の推移を示す。後続降下床下降時の変化に着目すると、先行降下床土圧は増加し、後続降下床土圧は減少するが、離間距離 B が小さいほど先行降下床土圧の増加量は大きく、後続降下床土圧の減少量は小さくなる。つまり、離間距離 B が小さいほど、トンネルには大きな土圧が作用する。Fig. 6-2, 3 に示した降下床土圧について、実験終了時 ($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$) の値を比較したのが、Fig. 6-4 である。(a) には先行降下床土圧、(b) には後続降下床土圧を示す。これらの図には、一点鎖線で理論初期土圧、二点鎖線で単設降下床土圧 (Fig. 4-2 参照) を示した。Fig. 6-4 (a) より、離間距離がない ($B = 0.0D$) 場合、先行降下床土圧は単設降下床土圧よりもかなり大きくなる。特に、土被り $H = 1.0D$ 以下の場合には、先行降下床にはほぼ土被り圧が作用する。離間距離 B による差異に着目すると、 $1.0D$ 以下の浅い土被りであれば、離隔 B を $0.5D$ 程度設ければ、先行降下床土圧は単設降下床土圧とほぼ同じ大きくなる。一方、土被り $H = 2.0D$ では $1.0D$ 程度、 $H = 4.0D$ では $1.5D$ よりも広い離隔が、先行降下床における土圧増加を抑制するために必要である。Fig. 6-4 (b) より、後続降下床土圧は、先行降下床土圧ほど大きな値にはならないが、離間距離がない ($B = 0.0D$)

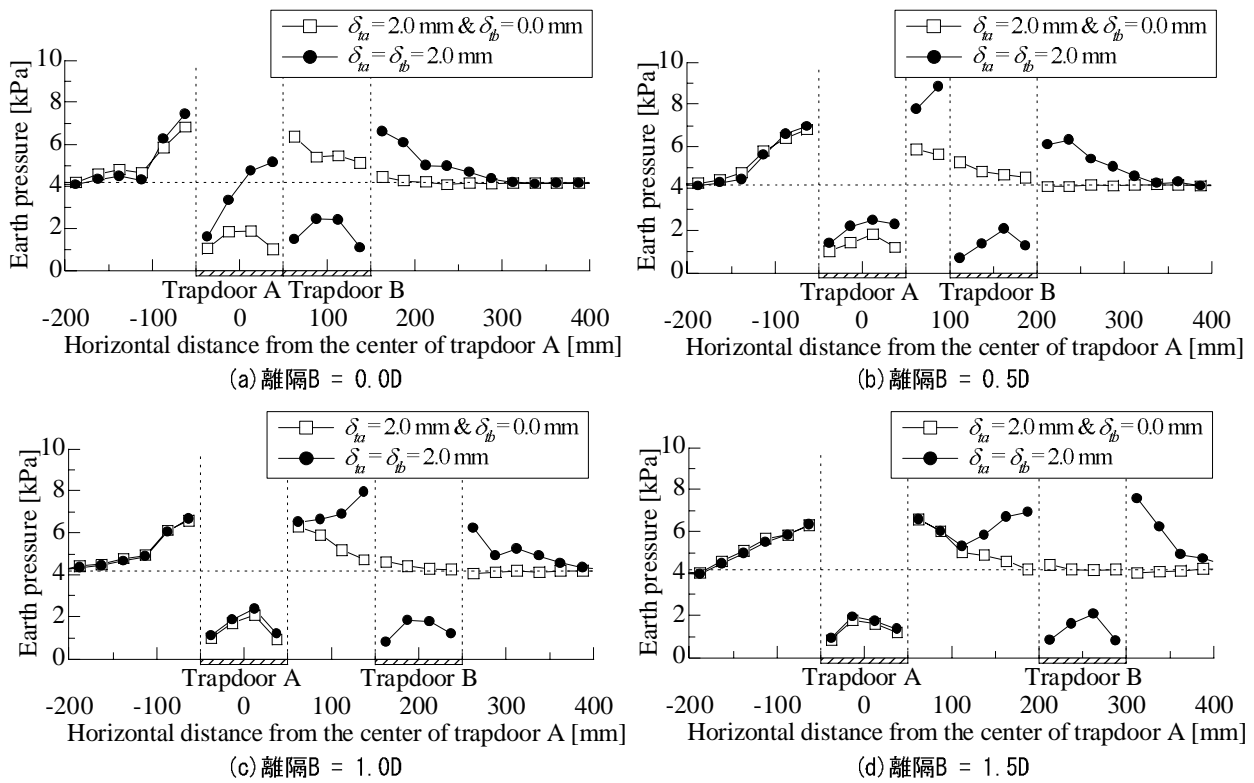


Fig. 6-1 双設降下床周辺の土圧分布 ($H = 2.0D$)

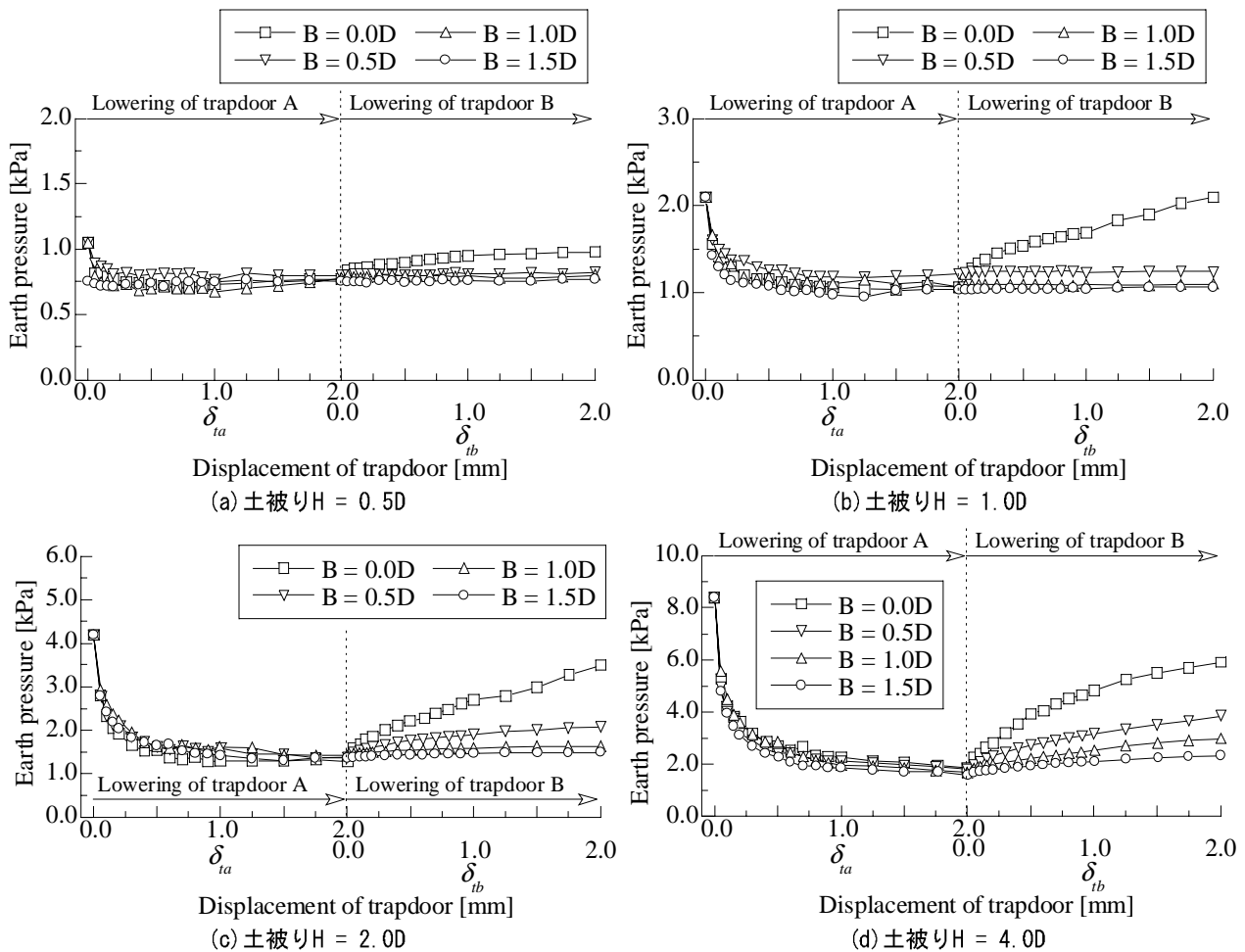


Fig. 6-2 先行降下床(降下床A)に作用する土圧の推移

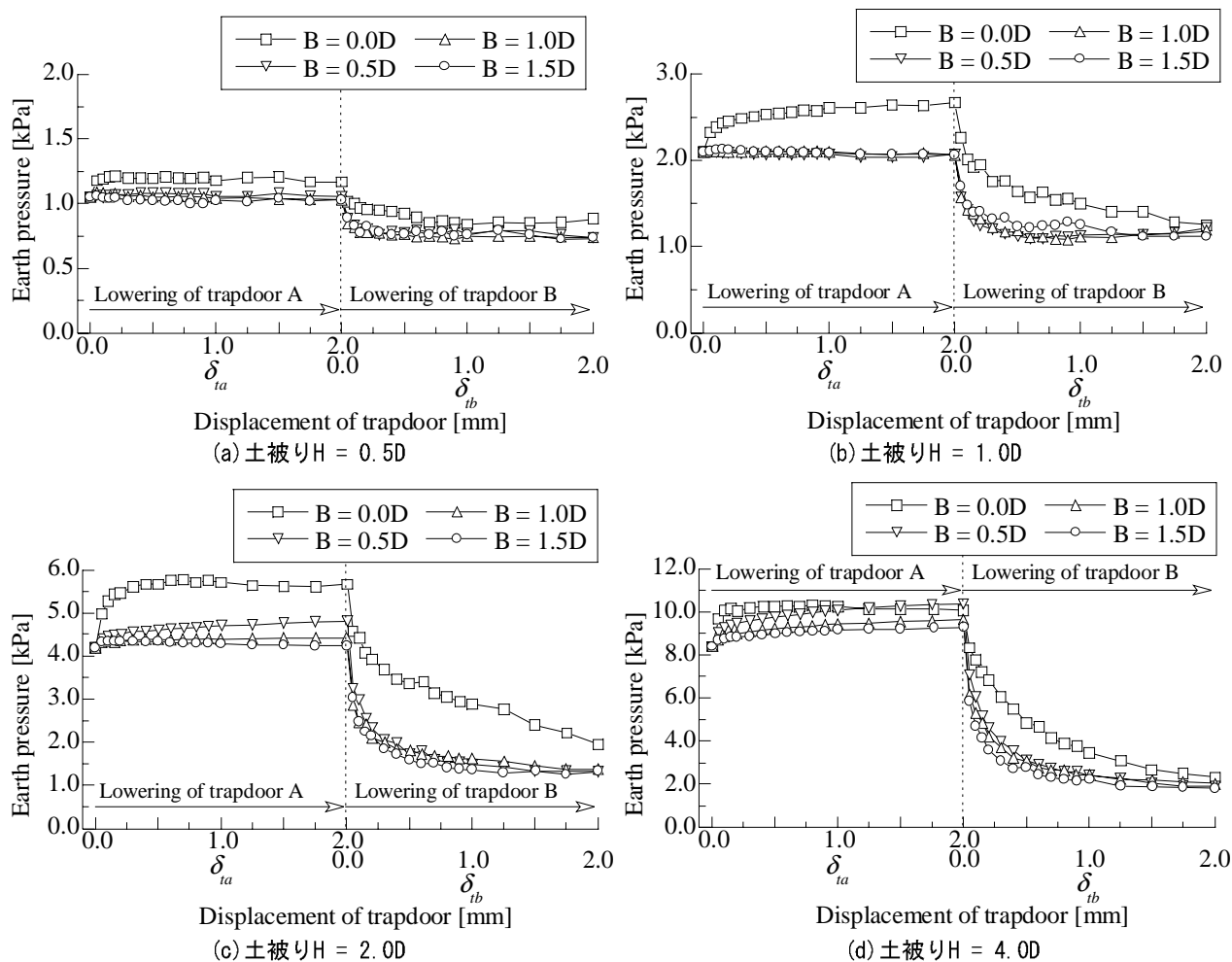


Fig. 6-3 後続降下床(降下床B)に作用する土圧の推移

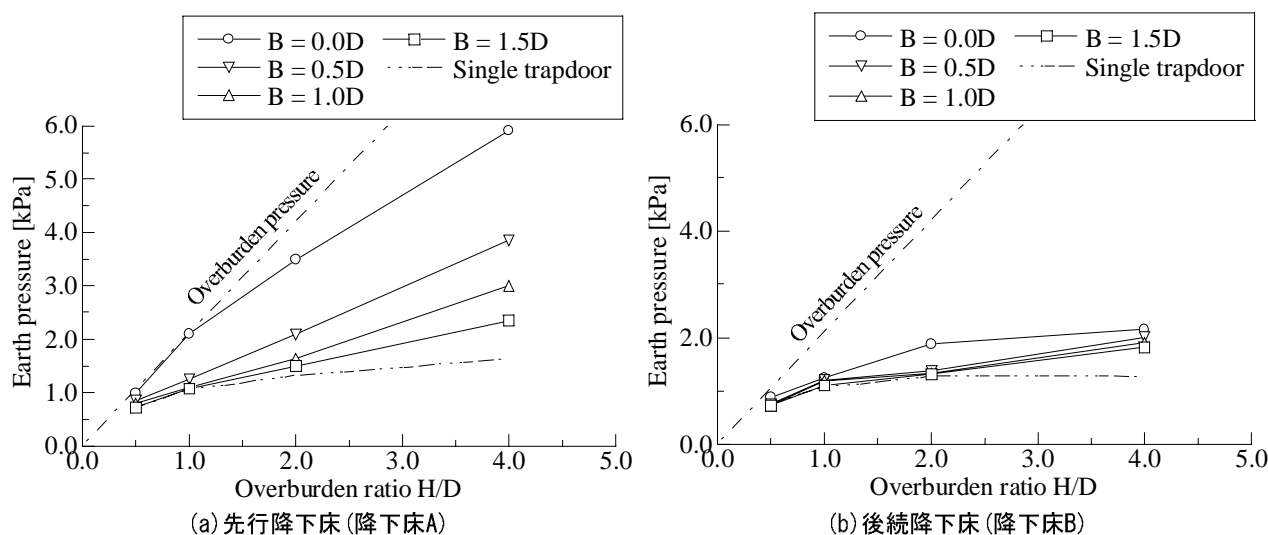


Fig. 6-4 各パターンにおける降下床土圧の比較(2次元単設および双設降下床実験)

場合には単設降下床土圧よりも明確に大きな値となる．しかし、僅かでも離隔を設ければ、離隔の大小によらず十分に土圧が減少する．

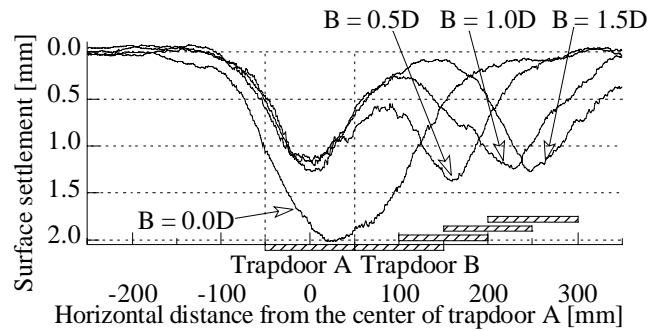


Fig. 6-5 後続降下床下降後の地表面変位形状 ($H = 1.0D$)

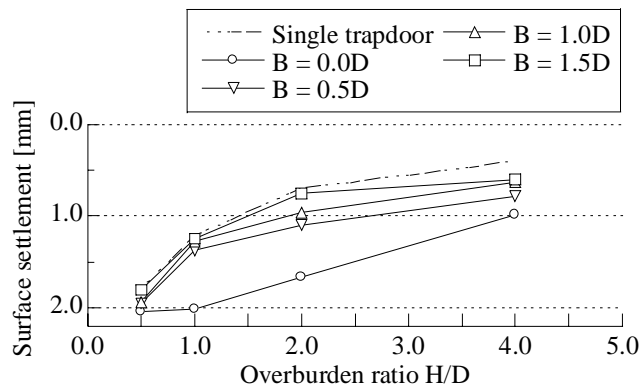


Fig. 6-6 各パターンにおける最大沈下量の比較 (2次元単設および双設降下床実験)

6.2.2 双設降下床下降時の地山の変形特性

Fig. 6-5 に、土被り $H = 1.0D$ の全ての離間距離 B について実験終了時 ($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$) の地表面沈下形状を示す。Fig. 6-5 より、離間距離 B が小さい場合は、地表面沈下は一つの大きな形状をなすが、離隔 B を広げると沈下形状が小さな二つの形状になってくる。他の土被りでも、以上の傾向は同様であった。次に、全ての土被り H および離間距離 B について地表面沈下量を比較する。土被りと最大沈下量の関係を Fig. 6-6 に示す。図中には、比較のため単設降下床実験での最大沈下量 (Fig. 4-5 (a) 参照) を二点鎖線で示した。Fig. 6-6 より、土被り $H = 0.5D$ では、単設降下床実験でも陥没するような地表面沈下が生じ、沈下量は降下床下降量とほぼ同じ値になるため、離隔によらず沈下量は大きい。土被り $H = 1.0D$ の場合、離隔がないケースでは最大沈下量は降下床下降量とほぼ同じ値になるが、少しでも離隔を設ければ単設降下床実験における最大沈下量とほぼ同じ値になる。2.0D 以上の土被りでは、離隔を広げるほど沈下は抑制されるが、単設降下床実験における沈下量と同等の沈下量にするためには、浅い土被りよりも広い離隔が必要となる。

6.2.3 土被りと離間距離による双設トンネルの相互干渉の違い

双設降下床実験では、2 つの降下床の相互干渉により降下床土圧や地表面沈下量が増大する可能性があるが、十分な離隔が確保されれば諸量は単設降下床実験に近い値になることが確認された。そこで、双設降下床実験における先行降下床土圧、後続降下床土圧および地表面沈下量を対応する単設降下床実験値で正規化した値により、双設降下床の相互干渉を評価する。Fig. 6-7 (a) は先行降下床土圧、(b) は後続降下床土圧、(c) は最大地表面沈下量に関する等高線図である。これらの値は、相互作用の指標となる値であり、1.0 であればトンネルの双設化に伴う相互作用は発生しないとみなせる。一方、

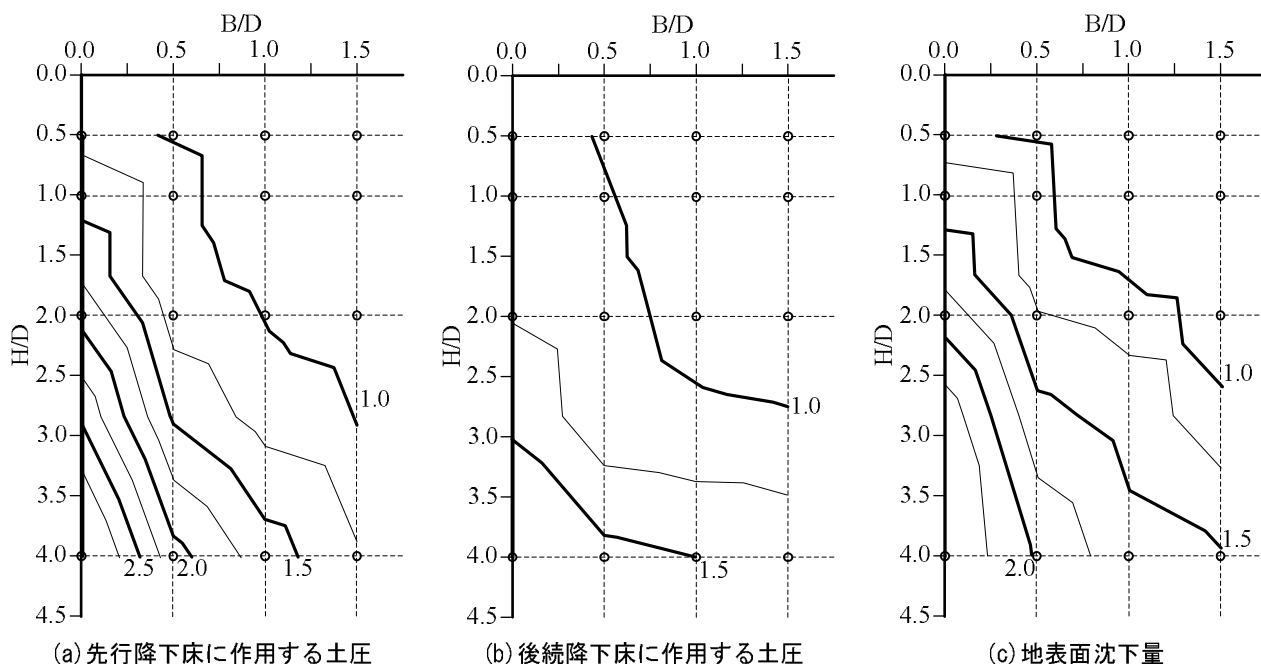


Fig. 6-7 双設トンネルの相互作用の評価

1.0 より大きい値は相互作用が発生することを意味し、その大きさだけ降下床土圧や地表面沈下量が増幅されることを意味する。Fig. 6-7 より、全ての指標において、離間距離が小さいほど、また土被りが大きいほど、双設降下床の相互干渉による影響は激しくなる。また、双設降下床の相互作用は、土被り $H = 0.5D$ では $0.5D$ の離隔を設けることで無視できるが、土被り $H = 4.0D$ では $1.5D$ の離隔を設けても依然として影響が残る。(a)～(c)で等高線の値を比較すると、双設降下床の相互作用は先行降下床土圧を大きく増大させるが、後続降下床土圧に及ぼす影響は比較的小さいことがわかる。

Fig. 6-7(a)～(c)に示した相互作用の評価指標について、各指標の1.0の等高線を重ね合わせたのがFig. 6-8である。同図は、先行降下床土圧、後続降下床土圧および地表面沈下量の3つの指標のうち、幾つの指標に相互作用が発生したかを表している。Fig. 6-8 より、双設トンネルの相互作用が発現するか否かは、離間距離のみではなく土被りにも大きく影響を受けることは明らかである。

続いて、本実験の結果を既往の実験的検討と比較する。壺内ら⁶⁸⁾および後藤ら³⁹⁾は双設トンネルの底面摩擦試験、桜井ら⁴¹⁾はエアバッグを用いた双設トンネルの崩壊実験をもとに、実験パターンごとにトンネル崩壊形態を分類している。分類区分は、①トンネルが互いに影響を及ぼし合うことなく単独で破壊するケース、②2つのトンネルが互いに影響を及ぼし合い全体が一体となって破壊するケース、③単設・双設の中間的な破壊を生じるケースの3種類である。Fig. 6-9にプロットで壺内ら⁶⁸⁾、後藤ら³⁹⁾および桜井ら⁴¹⁾による実験結果を示す。Fig. 6-9より、双設トンネルに関する既往の実験的検討では、離間距離が広いほど、また土被りが浅いほどトンネルの崩壊形態が双設トンネルとしての全体破壊から単設トンネルとしての破壊に遷移する傾向がある。Fig. 6-9には、崩壊モードが遷移する境界線を直線で示してある。この崩壊モードの遷移境界線は、双設トンネルの相互作用の有無をトンネル土圧と地表面変位で判定したFig. 6-8によく似ている。以上のようなことから、本実験の結果と既往の検討結果を総合的に判断すると、双設トンネルの相互作用の有無はトンネル掘削や地盤のモデル化など諸条件によって異なるが、土被りが大きいほど、また離間距離が小さいほど、地山の土圧特性および変形特性に相互作用の影響が色濃く現れると結論付けることができる。

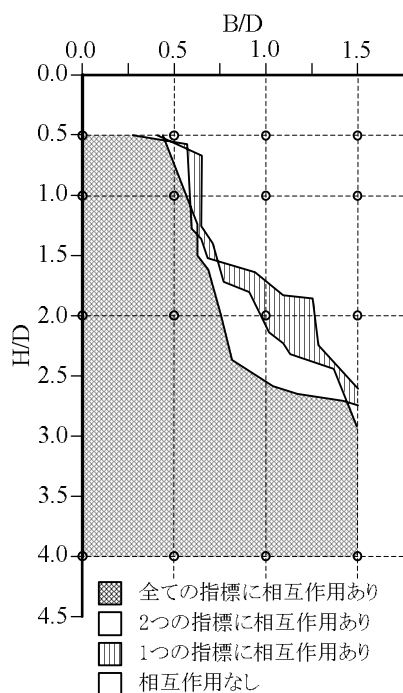


Fig. 6-8 双設トンネルの相互作用の総合評価

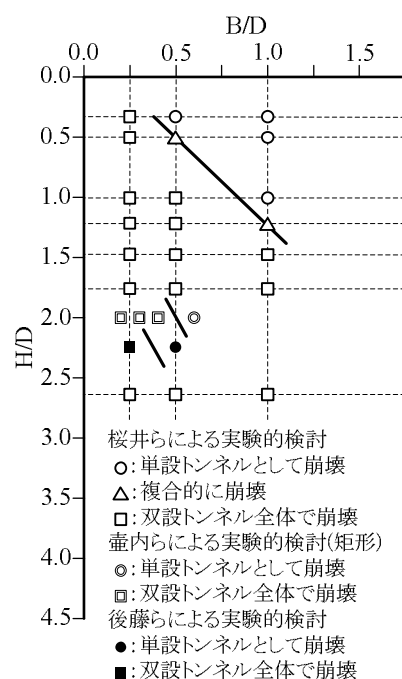


Fig. 6-9 双設トンネルに関する既往の実験結果

6.3 離隔のある双設降下床実験に対する数値解析

6.3.1 実験値との比較

先行降下床下降時の地山の力学および変形挙動は、単設降下床実験と全く同じであるから、本数値解析手法により適切に再現されている。ここでは、後続降下床下降時の挙動について、実験および解析の結果を比較する。

Fig. 6-10 に、実験値と解析値の比較の一例として、土被り $H = 2.0D$ の各離間距離について最終状態 ($\delta_a = \delta_b = 2 \text{ mm}$) における土圧分布形状を示す。Fig. 6-10 より、非対称に土圧が分布し、離隔 B が $0.5D$ 以下の場合には、後続降下床側の先行降下床上に作用する土圧が大きくなるなど、実験における特徴的な土圧特性を数値解析も捉えているといえる。また、降下床間に離隔が存在するケースでは、降下床間の地山に土圧が集中し、離隔が大きいほど中間地山への作用土圧が大きくなる実験結果が、数値解析でも的確に表現されていることがわかる。

Fig. 6-11, 12 に、主要な土被りに関して先行および後行降下床土圧の推移を示す。また、全ての土被りと離間距離について、降下床土圧の最終値を Fig. 6-13 に示す。Fig. 6-13 (a) は先行降下床土圧、(b) は後続降下床土圧である。なお、Fig. 6-11~13 は、それぞれ Fig. 6-2~4 に示した実験値に対応する解析値である。Fig. 6-11, 12 より、実験で観察された後続降下床下降時の先行および後続降下床土圧の推移は、数値解析においても同様に再現されている。Fig. 6-13 より、先行および後続降下床土圧は離間距離を拡げるほど単設降下床土圧に近づくことや、高土被りほど単設降下床土圧に近づけるためには広い離隔が必要になることなど、実験における特徴的な現象は数値解析においても的確にシミュレートされている。ただし、本数値解析では、Fig. 6-13 (b) に示すように、離間距離による後続降下床土圧の最終値の差異は非常に小さい。

Fig. 6-14 に、土被り $H = 2.0D$ の各離間距離における地表面沈下形状を示す。この図は、Fig. 6-5 に

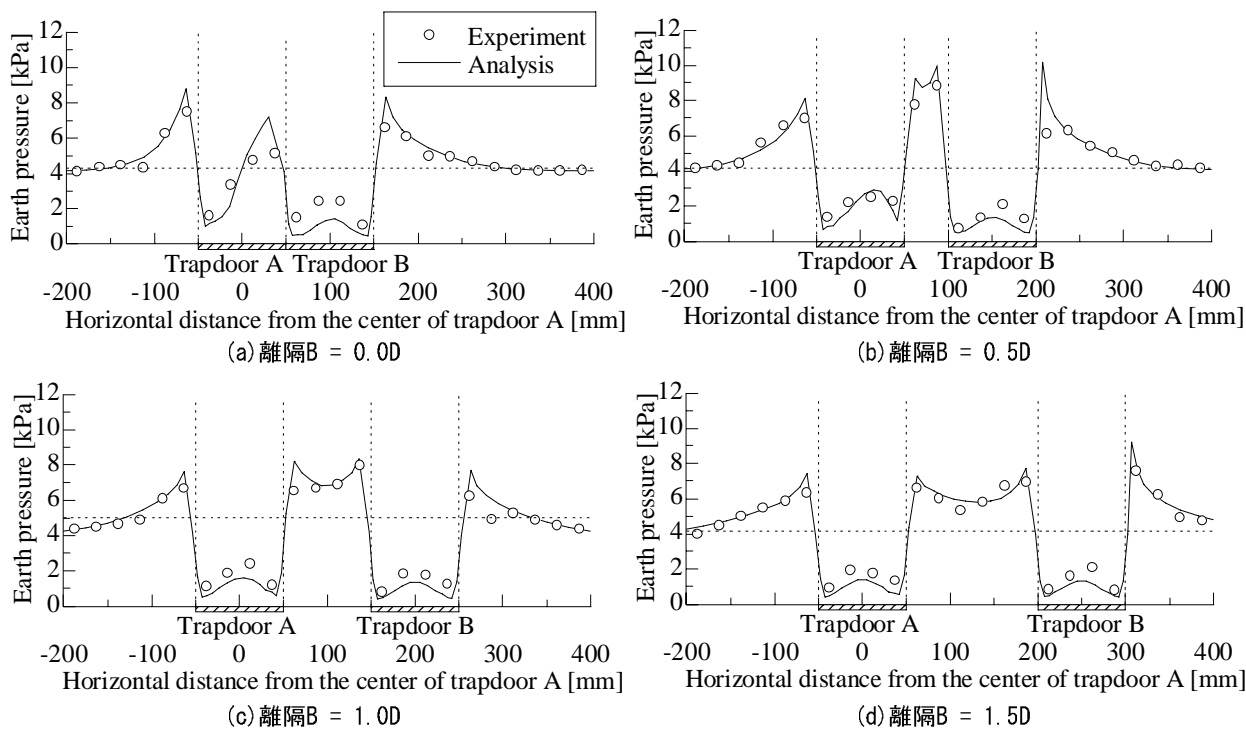


Fig. 6-10 実験値と解析値の比較～土圧分布 ($H = 2.0D$)

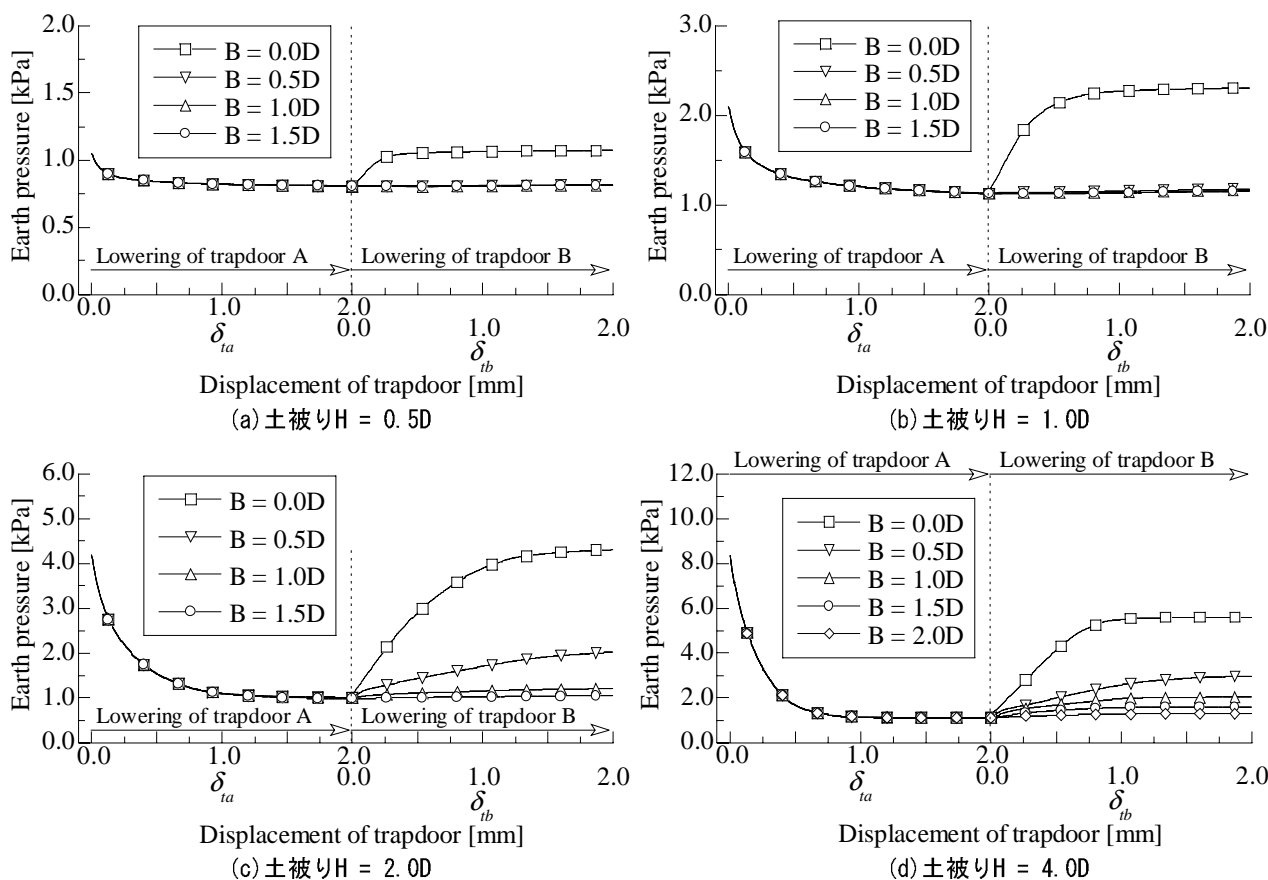


Fig. 6-11 先行降下床に作用する土圧の推移 (数値解析)

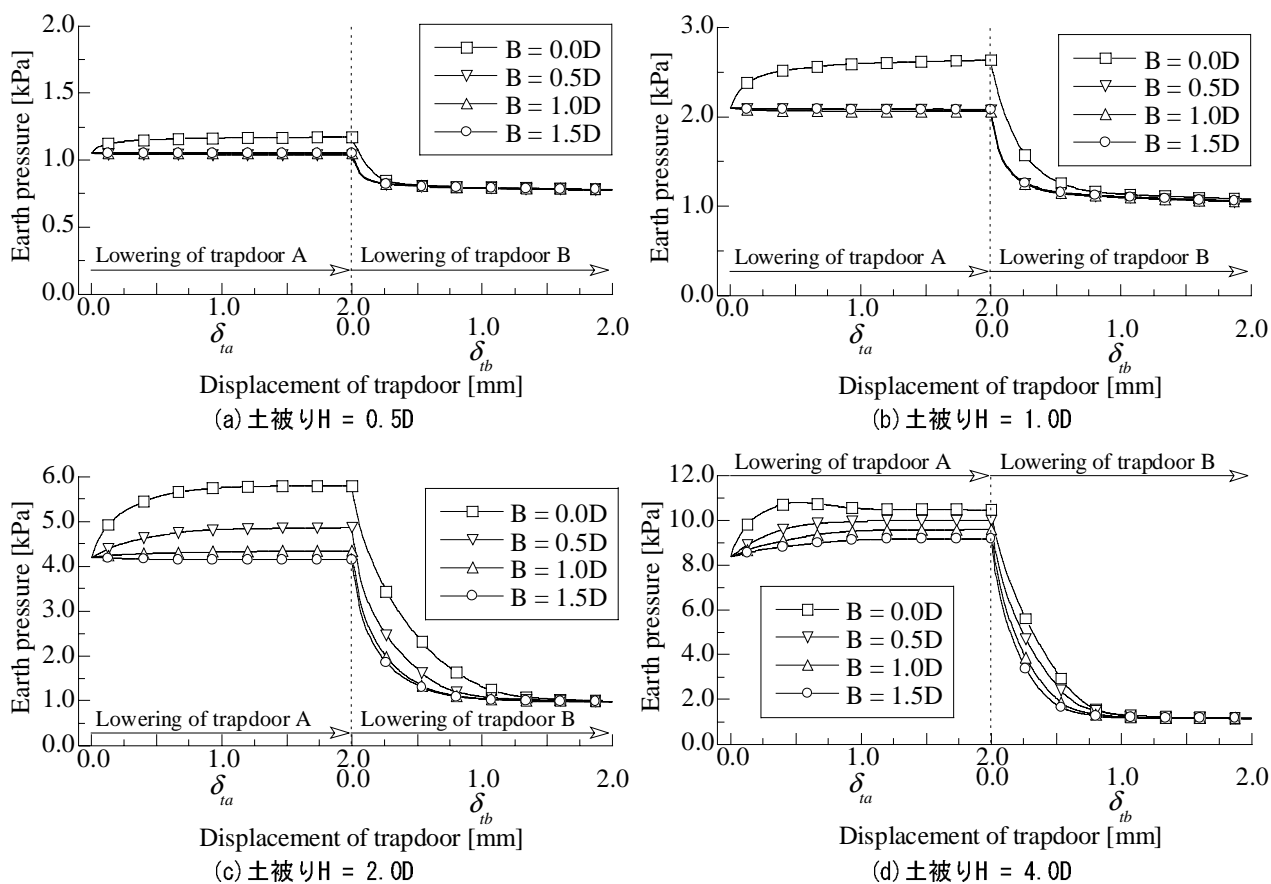


Fig. 6-12 後続降下床に作用する土圧の推移(数値解析)

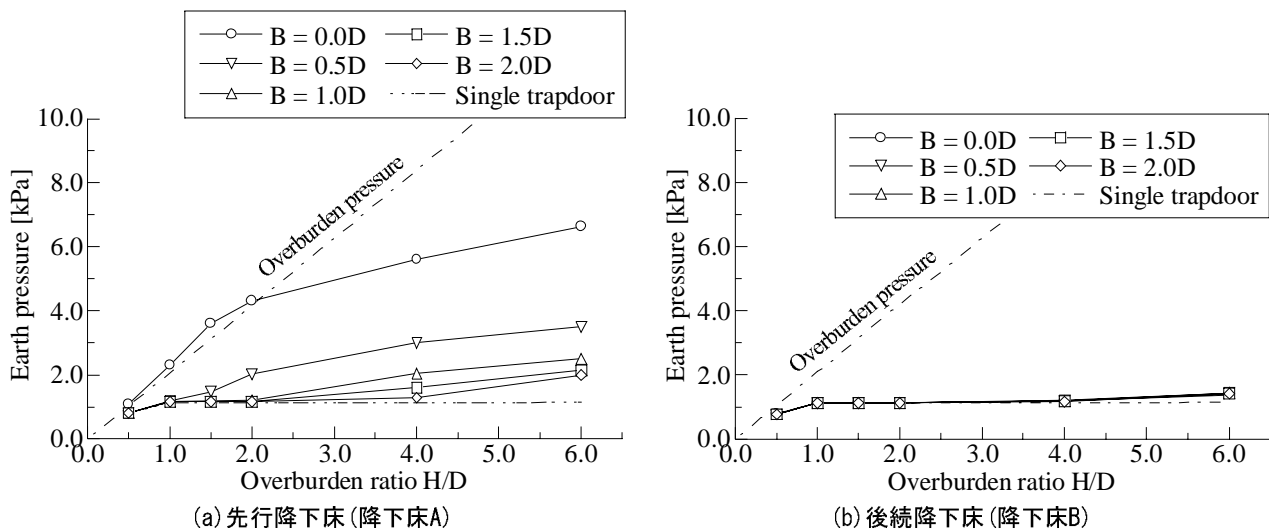


Fig. 6-13 各パターンにおける降下床土圧の比較(数値解析)

示した実験終了時($\delta_{ta} = \delta_{tb} = 2 \text{ mm}$)の地表面沈下形状に対する解析値である．この図より，降下床間に離隔が無いケースでは，地表面沈下が一つの大きな形状をなすが，離隔を設けると沈下形状は二つに分かれる．さらに，Fig. 6-15 に地表面沈下量の最大値の比較を示す．なお，同図に対応する実験値は Fig. 6-6 に示されている．Fig. 6-15 より，実験と同様に数値解析においても，降下床間の離間距離が大きいほど，沈下量は同じ土被りの単設降下床実験で生じる沈下量に近づく様子を確認できる．

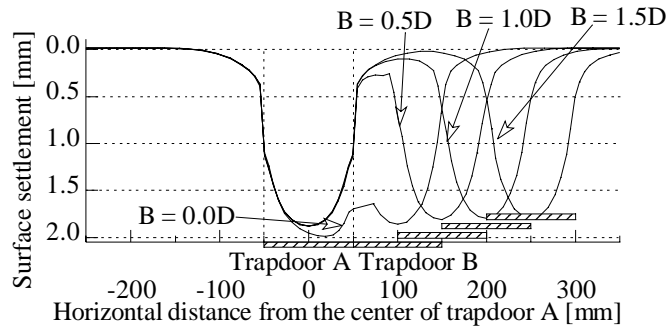


Fig. 6-14 後続降下床下降後の地表面変位形状 ($H = 1.0D$)

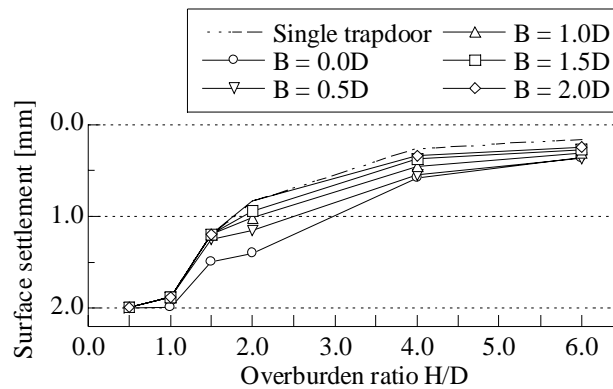


Fig. 6-15 各パターンにおける最大沈下量の比較 (2次元単設および双設降下床実験)

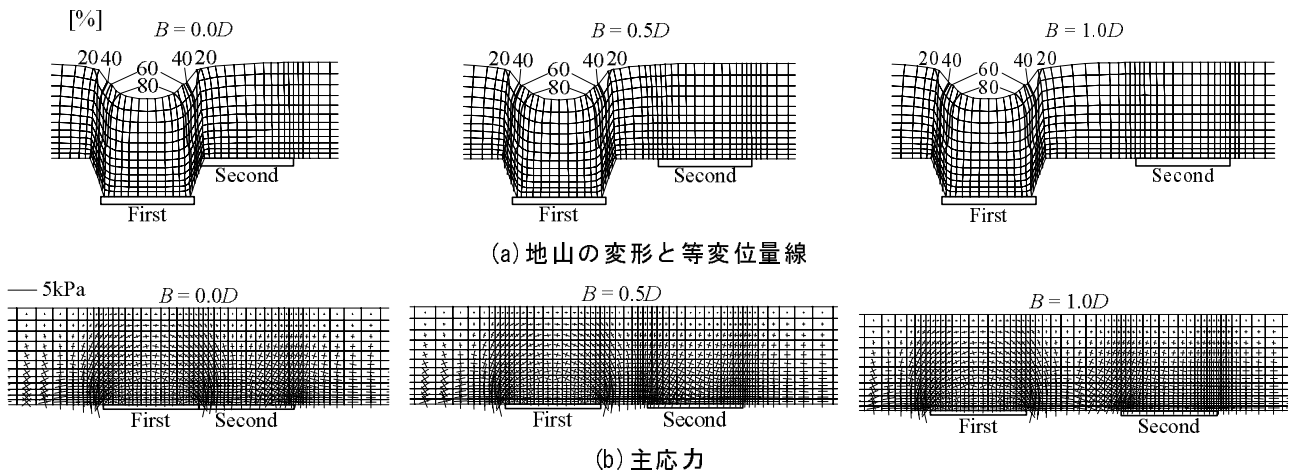


Fig. 6-16 双設降下床直上地山における諸量の分布 ($H = 1.0D$, $\delta_{ta} = 2.0 \text{ mm}$ & $\delta_{tb} = 0.0 \text{ mm}$)

以上の結果より、本数値解析は双設降下床実験における地山の挙動を概ねシミュレートできていると考える。

6.3.2 土被りと離間距離による双設トンネルの相互作用の差異

(1) 先行降下床下降後の地山の状況

Fig. 6-16, 17 に、それぞれ土被り $1.0D$ と $4.0D$ の各離間距離について、先行降下床下降後 ($\delta_{ta} = 2.0 \text{ mm}$, $\delta_{tb} = 0.0 \text{ mm}$) の地山の変位と応力を示す。各図の (a) は、変位を 20 倍に拡大表示した変位図であり、降下床下降量に対する変位の比率を等高線で示している。(b) は、主応力の大きさと方向を表す。

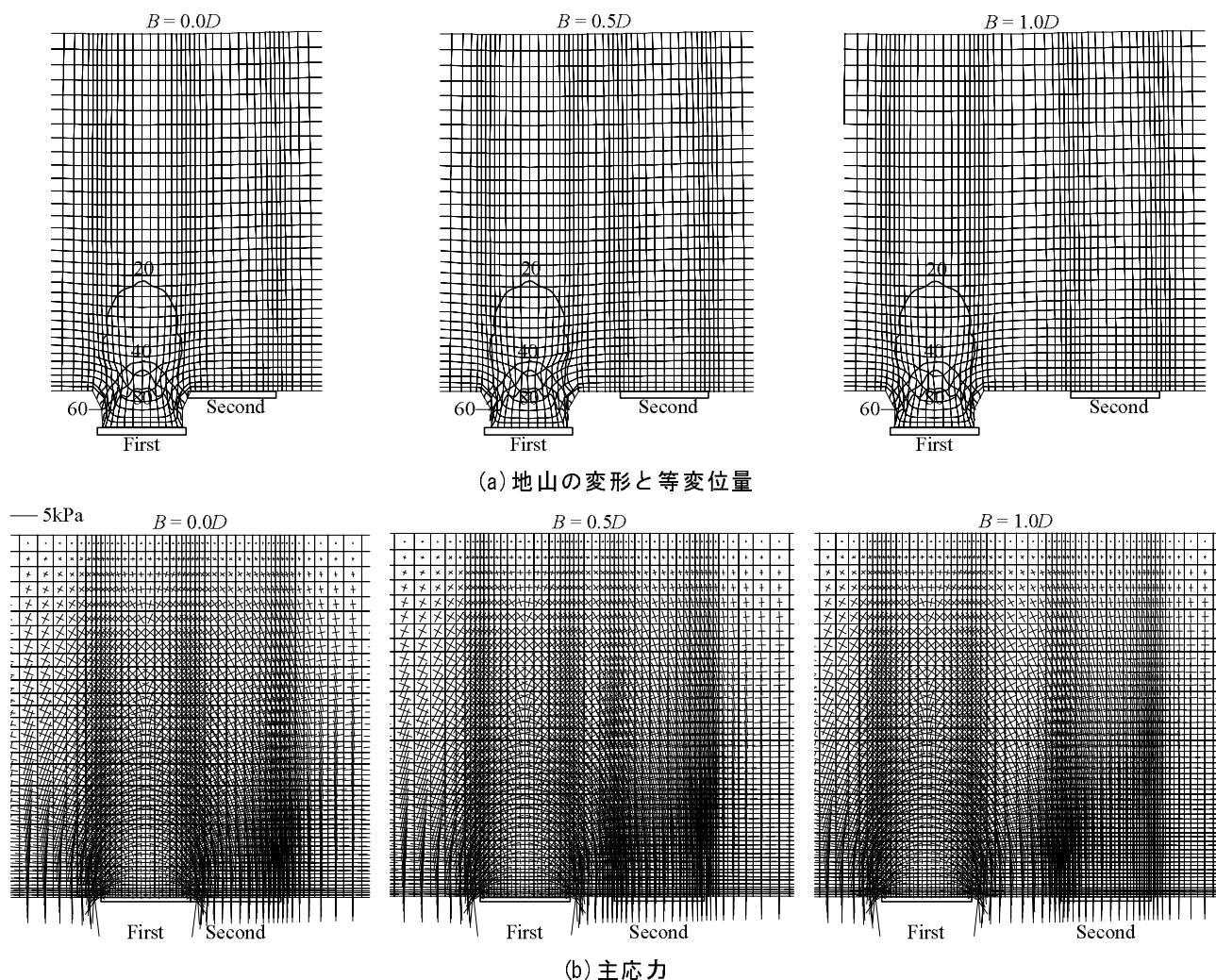


Fig. 6-17 双設降下床直上地山における諸量の分布 ($H = 4.0D$, $\delta_{ta} = 2.0 \text{ mm}$ & $\delta_{tb} = 0.0 \text{ mm}$)

Fig. 6-16, 17 より, 先行降下床周辺の地山における変位や土圧変化は, 離間距離によらず同じといえる. また, 当然のことではあるが, Fig. 4-27 に示した単設降下床周辺における変位分布や土圧分布と同様である. なお, 先行降下床下降時の地山挙動の詳細については, 4.4.2 を参照されたい.

(2) 後続降下床下降時の地山の力学挙動

Fig. 6-18, 19 は, 土被り $1.0D$ および $4.0D$ の各離間距離について, 後続降下床下降時のせん断応力の分布の変遷を表している. Fig. 6-18, 19 は, せん断応力を一般成分 τ_{xy} で表示している. なお, τ_{xy} の正の向きは, 図中に矢印で示してある.

まず, 各図の (a) は, Fig. 5-27 に前掲した離隔のないケースの解析値である. (a) より, 両降下床の境界に発生するせん断応力は, 先行降下床下降後 ($\delta_{ta} = 2.0 \text{ mm}$, $\delta_{tb} = 0.0 \text{ mm}$) は先行降下床側の地山を持ち上げる向きに作用するが, 後続降下床の下降に伴って減少し, 最終的には先行降下床側の地山を押し下げる向きへと逆転する (5.3.3 参照).

次に, Fig. 6-18, 19 の離間距離による差異に着目する. Fig. 6-18 からわかるように, 土被り $H = 1.0D$ の場合, 降下床間に僅かでも離隔があれば, 後続降下床が下降しても先行降下床周辺のせん断応力分布は変化しない. 最終状態 ($\delta_{ta} = \delta_{tb} = 2.0 \text{ mm}$) では, 離隔が設けられたケースでは, 降下床上の地山に上向きに作用するせん断応力が, 各降下床の左右両端部にほぼ同じ形状で分布する様子を確認できる.

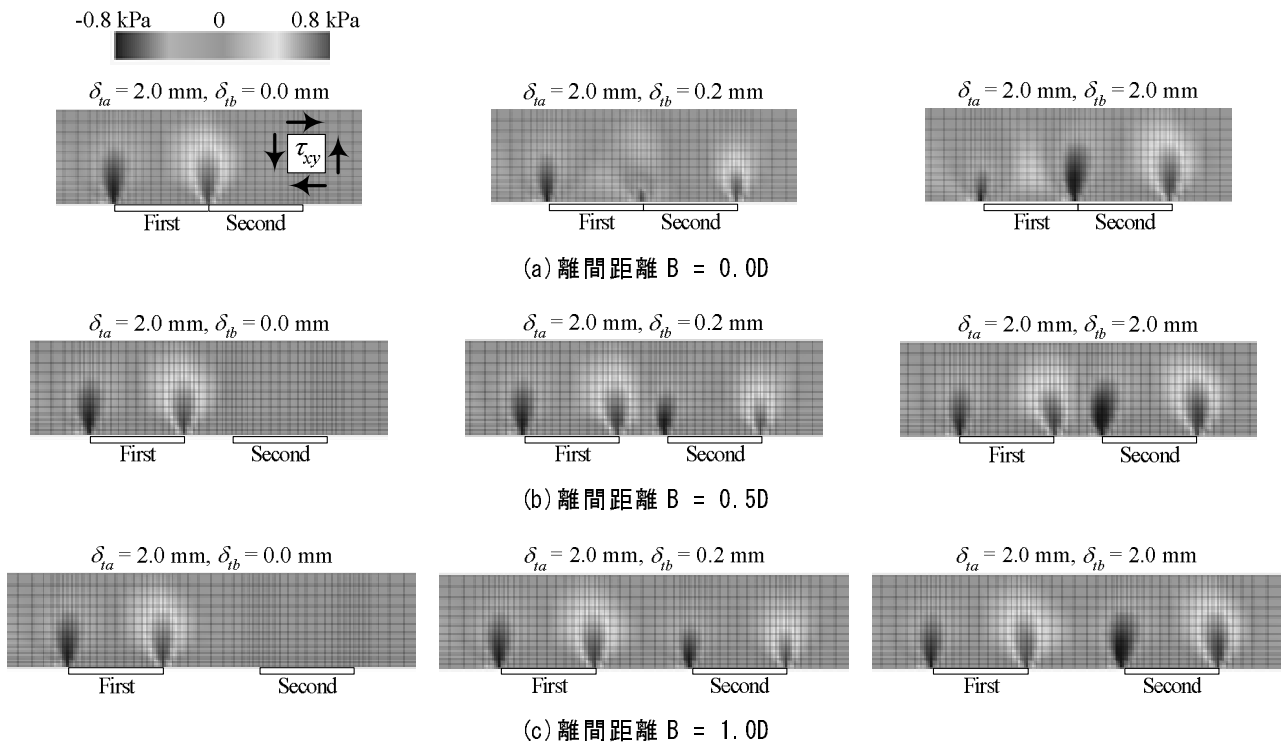


Fig. 6-18 後続降下床下降時のせん断応力分布の変遷 ($H = 1.0D$)

つまり、浅い土被りでは、僅かな離隔を設けるだけで双設降下床の相互作用は無視できるようになり、それぞれの降下床を個別の単設降下床とみなすことができる。一方、土被り $H = 4.0D$ では、Fig. 6-19 (b), (c)に示すように、離隔がある場合でも後続降下床下降により先行降下床周辺の応力状態が変化する。このとき、中間地山側の先行降下床端部に作用するせん断応力は減少し、先行降下床上の地山への支持力が低下する。また、中間地山側の後続降下床端部では、後続降下床上の地山を支持する向きにせん断応力が作用するが、せん断力分布の規模は外側の端部に比べて小さい。つまり、離隔を設けたケースでも、土被りが比較的大きい場合には、中間地山側の両降下床端部で十分なせん断応力が発揮されないために、各降下床土圧が大きくなると考えられる。

Fig. 6-20, 21 に、それぞれ土被り $1.0D$ と $4.0D$ の各離間距離について、後続降下床下降後 ($\delta_a = \delta_b = 2.0 \text{ mm}$) の地山の変位と応力を示す。なお、先行降下床下降終了時点 ($\delta_a = 2.0 \text{ mm}$, $\delta_b = 0.0 \text{ mm}$) について、同様の図が Fig. 6-16, 17 に前掲されている。Fig. 6-20 より、土被り $H = 1.0D$ では、僅かな離隔を設けるだけで、各降下床周辺の地山があたかも別個に実施された単設降下床実験のような挙動を呈する。すなわち、離間距離が $0.5D$ 以上の場合、各降下床直上の地山がそれぞれ陥没するモードで変位するとともに、各降下床周辺にそれぞれアーチ状の応力伝達線が形成される。一方、土被り $H = 4.0D$ では、Fig. 6-21 (a) に示すように、離隔がある場合でも、降下床上方の地山に広範囲にわたって変位が分布する。先行降下床下降後の変位分布 (Fig. 6-17 (a)) と比較すれば、後続降下床の下降に伴う変位の拡大が顕著であることがわかる。また、Fig. 6-21 (b) より、離間距離によらず、後続降下床の周囲にはアーチ状の応力伝達線が形成され、後続降下床土圧が明瞭に減少することがわかる。このとき、離隔が $0.5D$ 以下の場合には、後続降下床周囲に形成された応力伝達アーチの足が先行降下床に達しており、先行降下床上に応力再配分がなされる様子を確認できる。また、Fig. 6-21 (b) より、中間地山において主応力方向が激しく回転し、先行降下床下降終了時 ($\delta_a = 2.0 \text{ mm}$, $\delta_b = 0.0 \text{ mm}$) に先行降下床上に形成された応力伝達アーチが不明瞭になることがわかる。

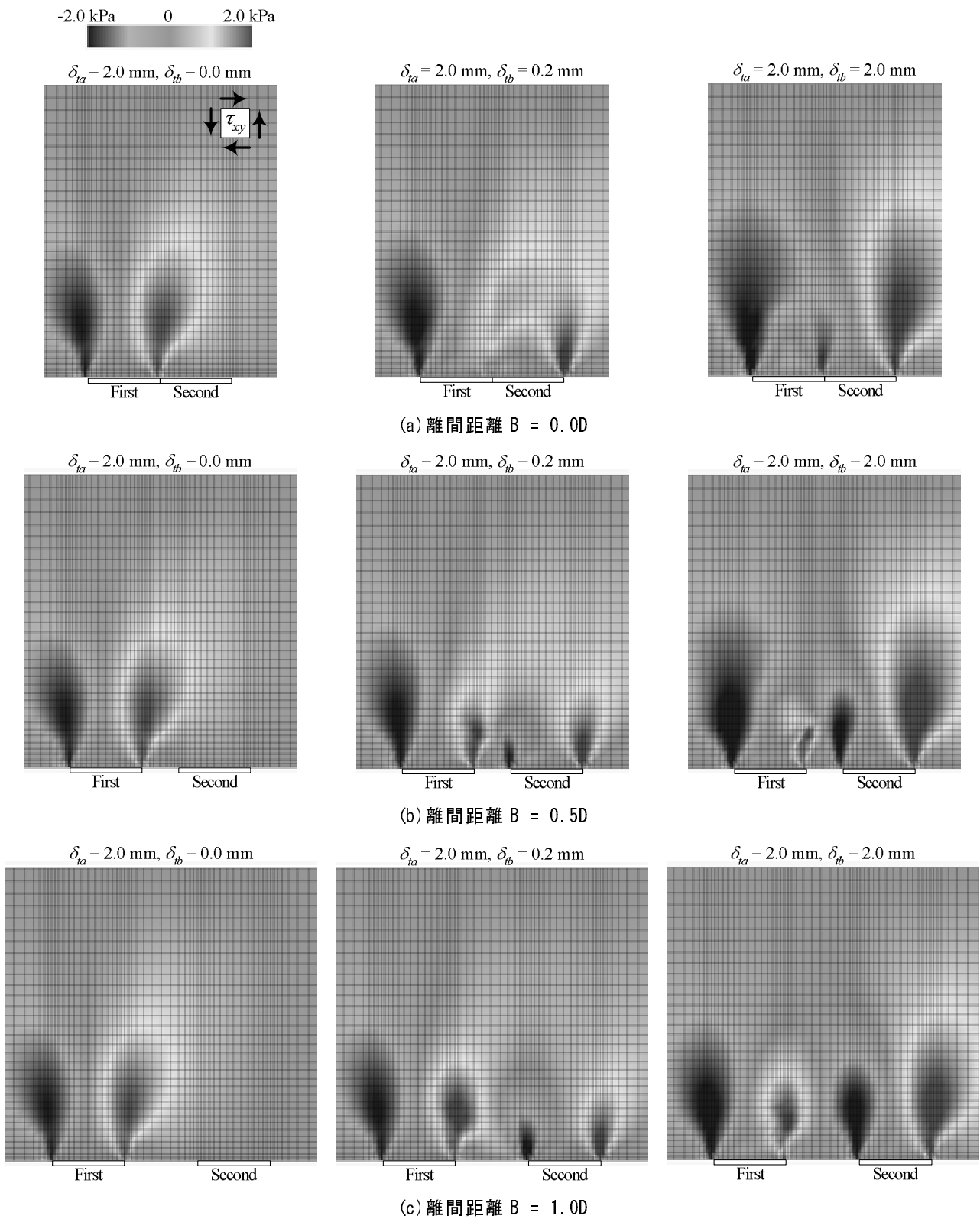


Fig. 6-19 後続降下床下降時のせん断応力分布の変遷 ($H = 4.0D$)

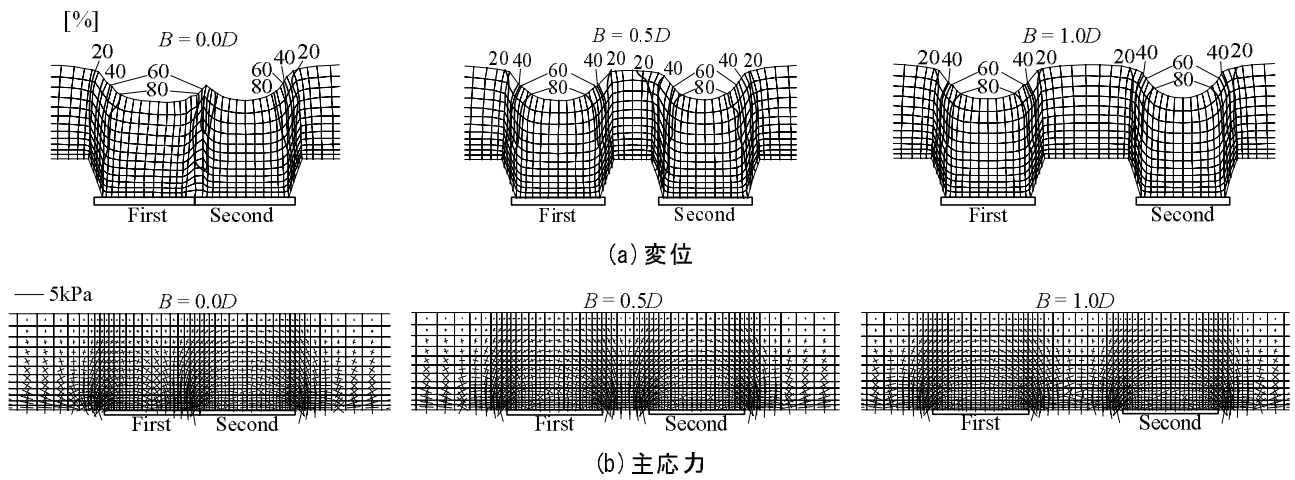


Fig. 6-20 双設降下床直上地山における諸量の分布 ($H = 1.0D$, $\delta_{ta} = 2.0 \text{ mm}$ & $\delta_{tb} = 2.0 \text{ mm}$)

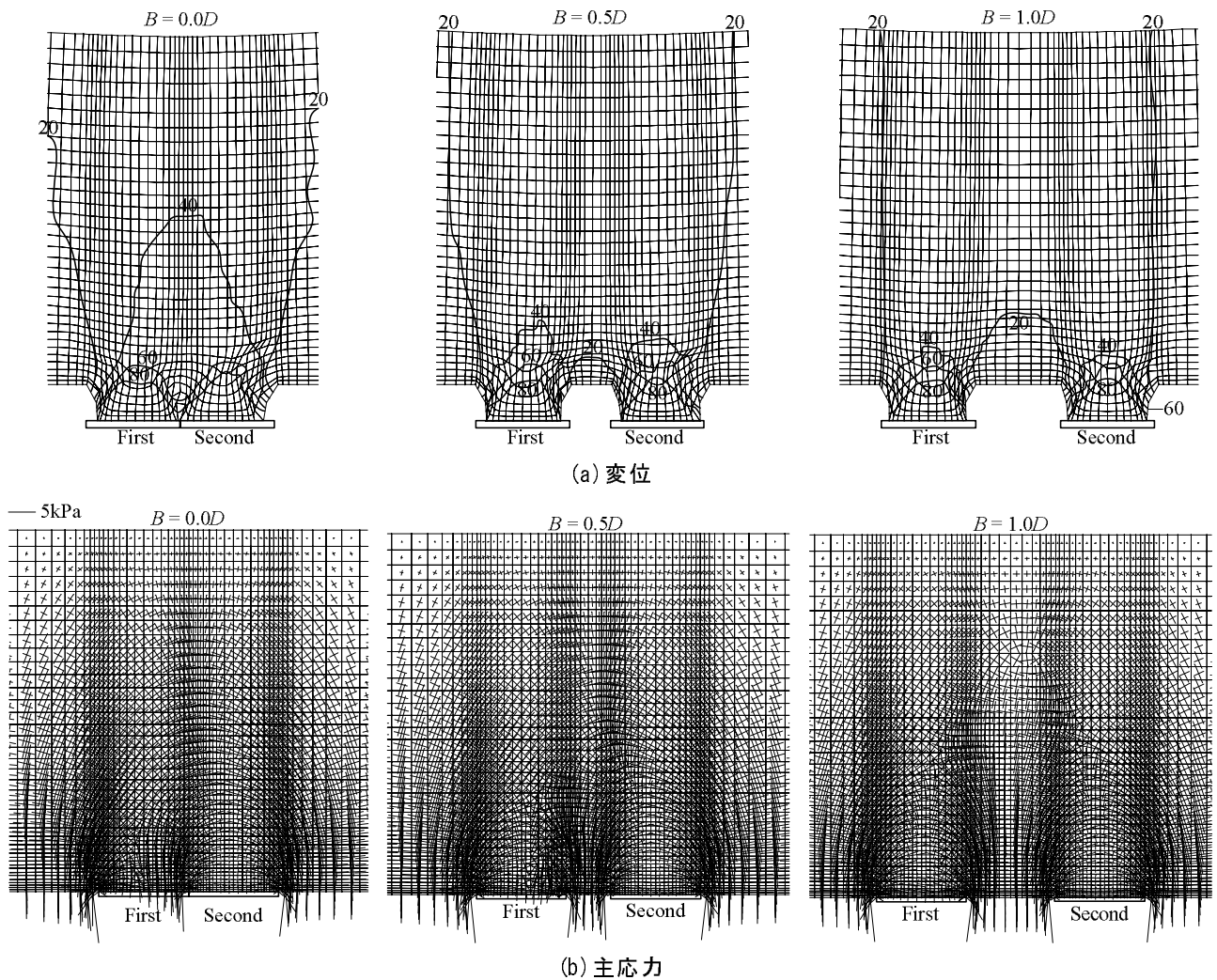


Fig. 6-21 双設降下床直上地山における諸量の分布 ($H = 4.0D$, $\delta_{ta} = 2.0 \text{ mm}$ & $\delta_{tb} = 2.0 \text{ mm}$)

6.4 離隔のある双設トンネルに作用する土圧の算定

本節では，前章で提案した双設順次下降実験における降下床土圧の算定法および Terzaghi の式¹⁴⁾と実験値の関連性について説明する．続いて，第4章で提案した単設トンネル周辺の土圧分布の算定法を利用して，後続降下床下降時の土圧増分を予測する．

6.4.1 離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定法との関係

前章で提案した双設トンネルに作用する土圧の算定式(式(5.18)と(5.19))は，2つのトンネルが離隔なく隣接する状況を想定しており，双設トンネルに作用する土圧としては，最も厳しい値の算定を目的としている．一方，Terzaghiの式(式(4.1))は単設トンネルに作用する土圧の算定を対象としているが，トンネル間に相互干渉しないように十分な離隔を設けて双設トンネルを掘削する場合には，同式を適用できると考えられる．

これらの手法による計算値と本章で実施した実験結果の比較を，Fig. 6-22に示す．(a)は先行降下床土圧，(b)は後続降下床土圧について示している．なお，算定に用いた入力定数は，Table 5-3に示した値である．Fig. 6-22(a)より，実験値は概ね提案式(式(5.18))とTerzaghiの式による計算値の間に収まっており，先行トンネルに作用する土圧の最大値は提案式，最小値はTerzaghiの式により評価することが可能である．つまり，先行トンネルに作用する土圧に対して，提案式は最も安全側，Terzaghiの式は最も危険側の予測値を保証することがわかる．一方，Fig. 6-22(b)より，後続降下床土圧は，離間

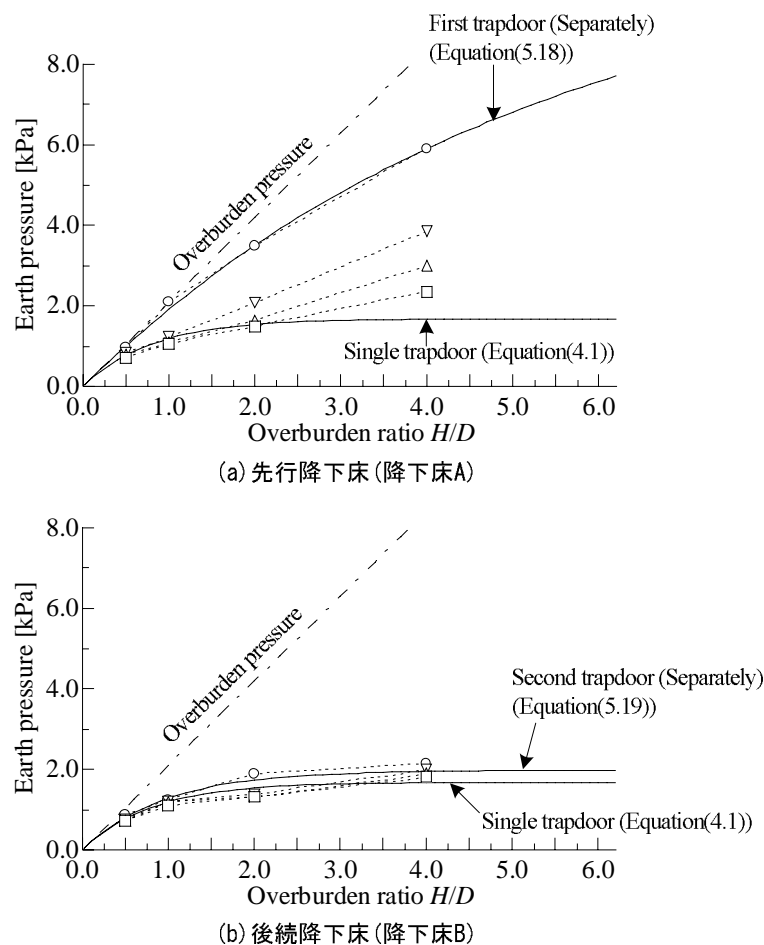


Fig. 6-22 算定値と実験値の関係(Terzaghiの式および離隔のない双設トンネル土圧の算定式)

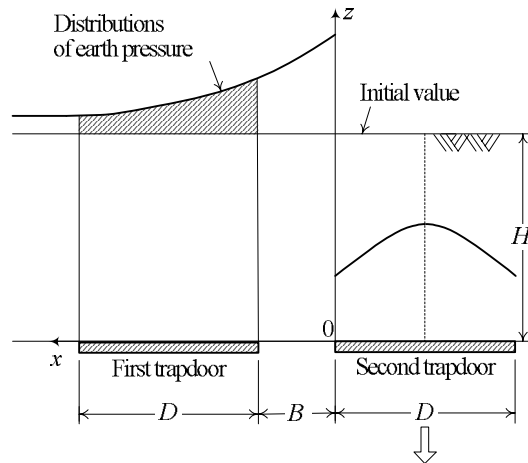


Fig. 6-23 単設トンネル周辺の土圧分布の算定式による双設降下床土圧の増分の算定

距離による差異が小さいため、離間距離によらず提案式(式(5.19))を用いれば十分な精度の算定値を得ることが可能だと考える。

6.4.2 トンネル周辺の土圧分布の算定式による土圧増分の算定

前述のように、先行トンネルに作用する土圧は後続トンネルの掘削によって増大するため、その増分を的確に予測することが重要である。ここでは、第4章で提案した単設トンネル周辺の土圧分布の算定法により、後続トンネル掘削時の先行降下床土圧の増分を算定する。

第4章で提案した土圧分布の算定式は次式である。

$$\sigma_z(x,0) = \gamma H + \frac{\gamma D}{K_s H \tan \phi} \exp\left(\frac{-2x}{K_s H \tan \phi}\right) \left[H - \frac{D}{2K_h \tan \phi} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_h \frac{H}{D} \tan \phi\right) \right\} \right] \quad (6.1)$$

ここに、 x は降下床端部からの水平距離、 $\sigma_z(x,0)$ は地山底面に作用する鉛直土圧、 γ は地山の単位体積重量、 H は土被り高さ、 $\phi (\neq 0)$ は内部摩擦角、 K_h はTerzaghiが定義した土圧係数、 K_s は降下床外側周辺の地山における土圧係数である。この式を用いて、Fig. 6-23に示すような、降下床から離隔 B を設けて設置されている別の降下床(幅 D)における土圧増分を求める。式(6.1)を別の降下床上($x = B \sim B+D$)で積分した後、降下床幅 D で除して土被り圧を引けば、土圧増分は次式で表される。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_z(B) &= \frac{1}{D} \int_B^{B+D} \sigma_z(x,0) dx - \gamma H \\ &= -\frac{\gamma}{2} \left\{ \exp\left(\frac{-2(D+B)}{K_s H \tan \phi}\right) - \exp\left(\frac{-2B}{K_s H \tan \phi}\right) \right\} \left[H - \frac{D}{2K_h \tan \phi} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_h \frac{H}{D} \tan \phi\right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (6.2)$$

この式による計算値を、後続降下床下降時の先行降下床土圧の増分と比較する。Fig. 6-24に計算値と実験値の比較を示す。同図より、実験値は計算値を大きく上回ることから、式(6.2)では先行降下床土圧の増分を予測するのは難しいといえる。このように、実験値が計算値を大きく上回ったのは、双設降下床実験においては、先行降下床下降時には先行降下床側の地山を持ち上げる方向に作用していたせん断応力が、後続降下床の下降に伴って逆転し、先行降下床土圧に顕著な土圧再配分をもたらすのに対して、単設トンネルに作用する土圧分布の算定を対象とした式(6.2)では、せん断力の逆転現象は考慮できないためである。

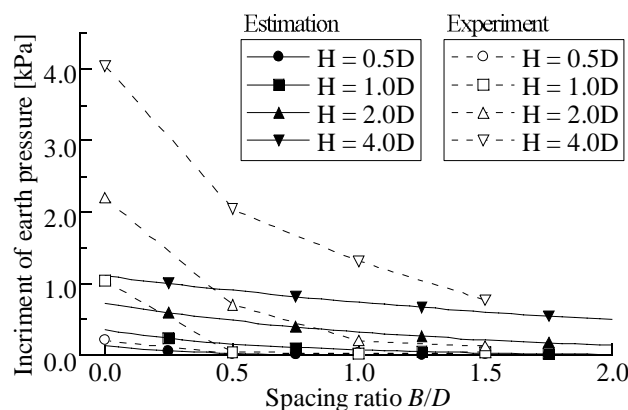


Fig.6-24 実験値と算定値の比較～後続降下床下降時の先行降下床土圧の増分

6.5 まとめ

本章では，離隔のある双設トンネルの掘削を想定して，土被りと離間距離をパラメータとした2次元双設降下床実験を実施し，地山の力学挙動を検討した．続いて，双設降下床実験に対して有限要素解析を実施し，双設トンネル掘削時の地山の力学挙動に考察を加えた．さらに，離隔のある双設トンネルに作用する土圧の算定手法について検討を行なった．

土被りと離間距離を変化させて実施した双設降下床実験の結果を以下にまとめる．

- トンネル間に離隔を設ける場合には，中間の地山に土圧が集中する．
- 離間距離が小さいほど各トンネルに作用する土圧は大きくなる． $1.0D$ 以下の浅い土被りでは，離隔を $0.5D$ 程度設ければ，先行トンネルには後続トンネルの影響が及ばない．一方，土被り $2.0D$ および $4.0D$ では，先行トンネルへの影響を抑えるために，それぞれ $1.0D$ および $1.5D$ 以上の離隔が必要となる．このような，土被りと離間距離による相互作用の差異は，地表面沈下についても同様である．
- 先行トンネルに作用する土圧，後続トンネルに作用する土圧および地表面沈下量から総合的に判断した結果，離間距離が小さいほど，また土被りが大きいほど，双設降下床の相互干渉による影響は激しくなる．双設降下床の相互作用は，土被り $H=0.5D$ では $0.5D$ の離隔を設けることで無視できるが，土被り $H=4.0D$ では $1.5D$ の離隔を設けても依然として影響が残る．

次に，双設降下床実験に対する数値解析の結果をまとめる．

- 本数値解析においても，高土被りであるほど双設トンネルの相互作用を抑止するのに広い離隔が必要になるという実験と同様の傾向が確認された． $1.0D$ 程度の浅い土被りでは，僅かな離隔を設けるだけで双設トンネルの相互作用は無視できるようになり，それぞれ個別の単設トンネルとして挙動する．一方，比較的大きい土被りでは，離隔を設けても後続トンネルの掘削により先行トンネルに応力が再配分される．これは，離隔を設けても，後続降下床周囲の応力伝達アーチの足が先行降下床まで及ぶことや，中間地山で主応力方向が激しく回転し，先行トンネル上に形成された応力伝達アーチを散逸させることが原因と考えられる．

- 先行トンネル掘削時と比べて，後続トンネル掘削時には地山中に顕著に変位が拡がる．

離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定手法の検討から得た結果は以下の通りである．

- 先行トンネルに作用する土圧に対して，離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定式は最

も安全側, Terzaghi の式は最も危険側の予測値を与える. 一方, 後続トンネルに作用する土圧は, 離間距離による差異が小さいので, 離間距離によらず離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定式により十分な精度の算定値を得ることができる.

- (b) 単設トンネル周辺の土圧分布の算定式を先行トンネルに作用する土圧の予測に用いると, 先行トンネルに作用する土圧を過小評価する可能性が高い. これは, 単設トンネル周辺の土圧分布の算定式は, 双設トンネルの中間地山におけるせん断応力の逆転現象など, 後続トンネル掘削時の激しい土圧変化を考慮していないためである.

第 7 章 結論

本研究では、トンネル周辺地山における土圧発生機構の解明と土圧評価手法の構築を目的として、トンネル掘削を模擬した降下床実験と数値解析を実施し、土被りなど主要な実験パラメータが、地山の力学挙動に及ぼす影響について検討した。また、その結果を参考にして、降下床実験に対して土圧算定手法を提案した。各章で得られた結果を以下にまとめる。

第 1 章では、本研究の背景として、我が国におけるトンネル工学の発展と現状、トンネルに作用する土圧の理論的評価の重要性およびその課題について述べた。本研究では、降下床実験と数値解析を通して、トンネル周辺地山における土圧発生機構を解明し、経験によるところが大きい既往のトンネル土圧算定法の妥当性を検証するとともに、新たな土圧評価手法を提案することを目的としている。

第 2 章では、トンネルの設計における土圧評価の位置づけについて説明するとともに、トンネル土圧に関する従来の研究を概観し、本研究で解明すべき課題をまとめた。本研究で解明すべき課題とは、①土被りが単設トンネル掘削時の地山挙動に及ぼす影響の把握、②Terzaghi 式の妥当性と適用範囲の検証、③単設トンネル周辺の地山における土圧分布の算定式の構築、④周辺地山不同沈下時のトンネルの力学挙動の把握と鉛直付加荷重の評価、⑤土被りや離間距離および掘削順序が双設トンネル掘削時の土圧特性に及ぼす影響の把握、⑥双設トンネルに作用する土圧の算定手法の構築である。

第 3 章では、第 4～6 章で実施するトンネル掘削を模擬した降下床実験と数値解析の概要について説明した。実験には 2 種類の装置(2 次元および 3 次元降下床実験装置)を使用し、アルミ棒および豊浦硅砂を用いて密な砂質地山をモデル化した。土圧算定や数値解析における土質パラメータは、各地山材料に対する要素試験の結果より決定している。また、地山の初期応力状態をより詳細に把握するため、2 次元降下床実験に対してアルミ板引抜きによる静止土圧係数の計測を実施した。なお、2 次元双設降下床実験における検討パターンは、実際の双設トンネル施工事例を参考にして決定した。

第 4 章では、単一トンネル掘削時の土圧発生機構について検討した。土被りを変化させた降下床実験とその数値解析の結果より、単一トンネル掘削時の地山挙動に考察を加え、トンネルおよび周辺地山に作用する土圧の評価手法について検討した。降下床(上昇床)実験と数値解析の結果は以下の通りである。

- (a) トンネル掘削後(降下床下降後)のトンネル土圧は、浅い土被りではほぼ土被り圧になるが、土被りが大きくなると土被り圧よりかなり小さくなる。このトンネル土圧を被り高さに換算しても、現行設計で定められている最低被り高さ $1.0D \sim 2.0D$ (D はトンネル掘削幅)を越えることはない。このとき、トンネル土圧の減少分は周辺地山に再配分される。土圧増加はトンネル近傍ほど顕著である。また、高土被りほど広範囲にわたって土圧が再配分される。
- (b) トンネル掘削時の地山の土圧特性や変形モードは、ある土被りを境に大きく変化する。浅い土

被りでは、せん断帯がほぼ鉛直上方に発達して地表面まで達し、トンネル直上の地山が陥没するように変形する。一方、一定の土被りがあれば、せん断帯がトンネル直上の地山にアーチ状に形成され、地表には変形が及ばない。このとき、せん断帯周辺では最大主応力を伝える形でアーチ状の応力伝達線が形成されることで、トンネル土圧が明確に減少する。

- (c) 周辺地山沈下(上昇床上昇)時には、トンネルに土被り圧を大きく上回る土圧が作用する。この付加的な鉛直土圧は、土被りが大きくなるほど指数関数的に急増する。地山内には、土被りによらずトンネルから鉛直上方にせん断帯が進展する。
- (d) 地盤材料の強度・変形特性、ダイレイタンス特性など力学特性を的確にモデル化できれば、土圧と変位の両面について、実験における力学現象を数値解析によりの確にシミュレートすることが可能である。

降下床実験および上昇床実験に対して Terzaghi の土圧式を適用し、得られた算定値を実験値と比較することにより、その適用性を検討した。また、数値解析結果を用いて、Terzaghi の式の誘導過程で行なわれた単純化・理想化の妥当性を検証した。得られた知見を以下に列挙する。

- (a) トンネル土圧の算定に際しての課題は、土圧係数 K_h の選定である。トンネル土圧(降下床土圧)は、現行設計で標準的に用いられる $K_h = 1.0$ を用いれば、実質的な土圧を的確に算定できる。一方、周辺地山沈下時のトンネルへの付加鉛直土圧(上昇床土圧)は、せん断応力の方向を逆向きとした Terzaghi の式に、 $K_h = 0.4$ を代入することで予測可能である。
- (b) 土被り 4.0D 以上の降下床実験を除けば、せん断面は鉛直上方に形成される。つまり、Terzaghi の式におけるせん断面の仮定は、概ね妥当といえる。
- (c) Terzaghi の式において一定と仮定されている K_h は、実際は土被り深さによって変化する。しかしながら、実験値と算定値の比較、数値解析より算出した K_h および Terzaghi の考察から総合的に判断すると、降下床実験で $K_h = 1.0$ 、上昇床実験で $K_h = 0.2 \sim 0.4$ を用いるのは妥当といえる。また、トンネル掘削が近接構造物に及ぼす影響の評価法として、トンネル周辺における土圧分布の算定式を提案した。提案手法の概要と特徴を以下にまとめる。

- (a) 提案式は、トンネル周辺地山における土圧分布を算定する式であり、トンネル周辺での鉛直土圧増分の合計が Terzaghi の式により算定できることを利用している。式の誘導は、Tamura による受働土圧分布の算定手法を参考にした。なお、本提案式で、Terzaghi の式に新たに追加された定数は、周辺地山での土圧係数 K_s のみである。
- (b) 提案手法は、トンネル付近ほど鉛直土圧増加が顕著で、遠ざかるほど土被り圧に漸近する土圧分布形状の特徴や、高土被りほど広い範囲で土圧が増加し、低土被りほどトンネル直近部に土圧が集中しやすい傾向を的確に表現することができる。また、 K_s に静止土圧係数 K_0 を代入することで、提案手法は実験値を定量的に表現可能であることがわかった。

第5章では、離隔のない双設トンネル周辺地山における土圧発生機構を検討した。まず、双設降下床実験と数値解析を実施し、土被りやトンネルの掘削順序といった要因が双設トンネルの相互作用に及ぼす影響を検討した。双設降下床実験とその数値シミュレーションの結果を以下にまとめる。

- (a) 掘削過程(同時、順次)や掘削順序(先行、後続)によらず、双設トンネル作用する土圧は単設トンネルよりも大きくなる。特に、2つのトンネルを順次掘削する場合には、先行トンネルに土被り圧に近い大きな土圧が作用する。これに対して、Terzaghi の式は単一トンネルを想定したものであるため、双設トンネル土圧を過小評価する可能性がある。

- (b) 双設トンネル掘削時には、発生する地表面沈下量が単設トンネル掘削時よりも大きくなる．ただし、双設トンネルの掘削過程(同時、順次)による差異はあまりない．
- (c) 先行トンネル掘削時には、先行トンネル上方の地山を持ち上げる向きにせん断応力が発生するが、後続トンネル掘削時には、中間地山でせん断応力の向きが逆転する．すなわち、後続トンネルの掘削により後続トンネル側の地山を持ち上げ、先行トンネル側の地山を押し下げる向きにせん断応力が変化する．
- (d) 後続トンネル掘削時には後続トンネルの周辺地山にアーチ状に応力伝達線が形成される．応力伝達線は高土被りほど明瞭にアーチを形成し、後続降下床上の地山に応力解放をもたらす．このとき、先行トンネル上の地山に応力伝達アーチの足が位置する形となり、先行トンネルへ土圧が再配分される．

また、実験および数値解析の結果を参考にして、離隔のない双設トンネルの相互作用を考慮したトンネル土圧算定式を提案した．提案手法の概要と特徴を以下にまとめる．

- (a) 双設トンネルを同時に掘削する場合には、掘削幅が単一トンネルの倍と考えると **Terzaghi** の土圧式を用いてトンネル土圧を算定できる．
- (b) 双設トンネルを順次掘削する状況を想定して、相互作用を考慮したトンネル土圧の算定法を提案した．提案手法では、双設トンネルの相互作用によるトンネル中間の地山での拘束圧の低減を、土圧係数 K_i により表現している．中間地山でのせん断力の向きは、先行トンネル側の地山に下向き、後続トンネル側の地山に上向きと仮定した．**Terzaghi** の式に対して追加された定数は、 K_i のみである．算定値を実験値と比較した結果、中間地山での水平土圧を 3 割程度小さく考えることで、提案手法は先行および後続トンネルに作用する土圧を的確に算定できる．
- (c) 提案した双設トンネルの土圧算定式を 3 次元に拡張した．実験値と比較検討した結果、2 つのトンネルが共有するすべり面以外のすべり面においても相互作用が発生する可能性があるが、それを正確に見積もらなければ先行トンネルに作用する土圧を的確に算定するのは難しいことがわかった．

第 6 章では、離隔のある双設トンネルの掘削を想定して、土被りと離間距離をパラメータとした 2 次元双設降下床実験を実施し、地山の力学挙動を検討した．続いて、双設降下床実験に対して有限要素解析を実施し、双設トンネル掘削時の地山の力学挙動に考察を加えた．さらに、離隔のある双設トンネルに作用する土圧の算定手法について検討を行なった．

土被りと離間距離を変化させて実施した双設降下床実験と数値解析の結果を以下にまとめる．

- (a) トンネル間に離隔を設ける場合には、中間の地山に土圧が集中する．
- (b) 先行トンネルに作用する土圧、後続トンネルに作用する土圧および地表面沈下量から総合的に判断すると、離間距離が小さいほど、また土被りが大きいほど、双設降下床は激しく相互干渉する．浅い土被りでは、 $0.5D$ 程度の僅かな離隔で双設降下床の相互作用を無視でき、2 つのトンネルがそれぞれ個別の単設トンネルとして挙動する．一方、比較的大きい土被りでは、 $1.5D$ 程度の離隔を設けても、先行トンネルに応力が再配分される．これは、後続降下床周囲に形成される応力伝達アーチの足が先行降下床に達することや、中間地山で主応力方向が激しく回転し、先行トンネル上に形成された応力伝達アーチを散逸することが原因と考えられる．
- (c) 先行トンネル掘削時と比べて、後続トンネル掘削時には地山中に顕著に変位が拡がる．離隔のある双設トンネルに作用する土圧の算定手法の検討から得た結果は以下の通りである．

- (a) 先行トンネルに作用する土圧に対して、離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定式は最も安全側、Terzaghi の式は最も危険側に予測値を与える。一方、後続トンネルに作用する土圧は、離間距離による差異が小さく、離間距離によらず離隔のない双設トンネルに作用する土圧の算定式を用いれば十分な精度で土圧を算定できる。
- (b) 単設トンネル周辺の土圧分布の算定式を先行トンネルに作用する土圧の予測に用いると、先行トンネルに作用する土圧を過小評価する可能性が高い。これは、単設トンネル周辺の土圧分布の算定式は、双設トンネルの中間地山におけるせん断応力の逆転現象など、後続トンネル掘削時の激しい土圧変化を考慮していないためである。

最後に、今後の課題を以下に示す。

- (a) 地山材料の強度特性や変形特性、初期応力など地山物性が、トンネル掘削時の土圧特性に及ぼす影響について、逐一実験的に検討するのは、諸条件のモデル化の困難さや考慮すべき実験諸条件の多様さという点で合理的とはいえない。これに対して、トンネル掘削時の力学挙動を適切に捉える数値解析手法を構築し、諸条件を変化させて解析的に検討することができれば理想的である。よって今後は、降下床実験との比較により妥当性を確認した数値解析手法を用いて、パラメトリックに検討し、地山材料の強度特性や変形特性、初期応力など地山物性が、トンネル掘削時の土圧特性に及ぼす影響について検討するのが望ましいと考える。
- (b) 実大レベルでの数値解析を実施し、実物の挙動を把握するとともに、本研究で構築した土圧算定手法の実大レベルでの適用性を検証する必要がある。
- (c) 本研究で実施した降下床実験と数値解析は、トンネル掘削時の地山の力学特性に着目するものであり、トンネル形状や構造物を考慮していない。今後は、地山とトンネル構造物(形状)をモデル化した模型実験および数値解析により、地山と構造物の相互作用を考慮した条件下でトンネル掘削時の力学挙動を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 国土交通省 総合政策局 情報管理部：陸運統計要覧 年報（平成 15 年度版），2003.
- 2) Rabcewicz, L. V. : The New Austrian Tunneling Method, *Water Power*, Nov. 1964-Jan. 1965.
- 3) K. Kovari : Erroneous Concepts behind the New Austrian Tunneling Method, *Tunnels & Tunneling*, pp. 38-42, 1994.
- 4) 海野 隆哉, 岡原 美知夫, 竹林 亜夫, 肥後 満朗: 山岳トンネル工事(NATM・TBM), 三海堂, 2003.
- 5) 土木学会編：トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説, 1996.
- 6) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル, 丸善, 2002.
- 7) 土木学会編：トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説, 土木学会, 1996.
- 8) 鹿島建設 土木設計部編：改訂版 トンネル/土地造成/景観設計, pp.3-118, 鹿島出版会, 1998.
- 9) Bierbaumer, A. : *Die Dimensionierung des Tunnemauerwerkes*, Lipzig/Berlin, 1913.
- 10) Culmann, K. : *Die graphische Statik*, Zurich, 1866.
- 11) Kommerell, O. : *Statische Berechnung von Tunnemauerwerke*, 1940.
- 12) Ritter : *Statik der Tunnelgewölbe*, Berlin, 1879.
- 13) Szechy, K. : トンネル工学 - 理論・設計・施工 - (島田隆夫訳), 鹿島出版会, 1971.
- 14) Terzaghi, K. : *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, pp.65-75, 1943.
- 15) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル, 丸善, 2002.
- 16) 真下 英人：トンネルに作用する荷重と周辺地山の挙動に関する研究, 京都大学学位論文, 1998.
- 17) 日本道路公団：設計要領第三集, 1997.
- 18) 桜井 春輔 編著：都市トンネルの実際 合理的な設計・施工法をめざして, 鹿島出版会, 1998.
- 19) 土木学会・日本下水道協会共編：シールド工用標準セグメント・改訂版, 日本下水道協会, 2001.
- 20) Terzaghi, K. : Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trap-door, *Proc. of 1st Int. Conf. on S. M. F. E.*, Vol.1, pp.307-311, 1936.
- 21) 小野 諒兄, 眞井 耕象：乾燥砂層における垂直土圧, 土木学会誌, 24 巻 5 号, pp.437-495, 1938.
- 22) 村山 朔郎：砂層局部沈下部にかかる垂直土圧, 京都大学防災研究所年報第 11 号 B, pp.123-138, 1968.
- 23) 村山 朔郎, 松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 187 号, pp.95-108, 1971.
- 24) 足立 紀尚, 田村 武, 木村 亮, 荒巻 智：落とし戸実験における土圧分布, 第 29 回土質工学研究発表会講演集, pp.1989-1992, 1994.
- 25) 足立 紀尚, 田村 武, 木村 亮, 神谷 信毅：双設降下床の力学挙動, 第 30 回土質工学研究発表会講演集, pp.1977-1980, 1995.
- 26) 足立 紀尚, 木村 亮, 小坂 馨太, 神谷 信毅：砂質および粘性地盤の遠心場降下床実験, 第 32 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2149-2150, 1997.
- 27) 足立 紀尚, 木村 亮, 岸田 潔, 小坂 馨太, 坂山 安男：3 次元降下床実験によるトンネル交差部の力学挙動, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.285-299, 1999.
- 28) 足立 紀尚, 木村 亮, 岸田 潔, 伊藤 浩志：降下床実験によるトンネル掘削過程を考慮したトンネルおよび周辺地盤の力学挙動の解明, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.277-296, 2001.

- 29) Nakai, T. and Xu, L. : 3D and Dilatancy Effects on Settlements and Earth Pressures Over Lowering Basement, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.4, pp.73-84, 1995.
- 30) Nakai, T., Xu, L. and Yamazaki, H. : 3D and 2D Model Tests and Numerical Analyses of Settlements and Earth Pressures Due to Tunnel Excavation, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.3, pp.31-42, 1997.
- 31) 小玉 乃理子, 小宮 一仁 : 地下構造物上昇時の土圧変化, 第 54 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部(A), 土木学会, pp.2-3, 1999.
- 32) 田村 武, 足立 紀尚 : 上昇板に作用する土圧の数値解析, 第 47 回土木学会年次学術講演会概要集第 3 部, 土木学会, pp.706-707, 1992.
- 33) 鉄道総合技術研究所編 : 既設トンネル近接施工対策マニュアル, 研友社, 1995.
- 34) 土質工学会編 : 土質基礎工学ライブラリー34 近接施工, 土質工学会, 1989.
- 35) 平井 卓, 藤井 義文, 福本 忠浩, 今田 徹, 西村 和夫, 船本 浩二 : 降下床実験による降下床周辺土圧分布に関する研究, 第 34 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1737-1738, 1999.
- 36) Tamura, T. : Active and Passive Earth Pressure on the Trapdoor, *Proc. of Int. Conf. on Modern Tunneling Science and Technology (IS-KYOTO 2001)*, pp.1189-1197, 2001.
- 37) 例えば, 津田幸司, 河田孝志, 小林正邦, 安食芳夫 : 大断面超近接トンネルの相互干渉について, 第 22 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.26-30, 1990.
- 38) 例えば, 石川靖治, 上村正人, 米田裕樹, 中川浩二 : 斬新な設計・施工のめがねトンネルで市街地に挑む, トンネルと地下, Vol.34, No.5, 2003.
- 39) 後藤 有志, 壺内 達也, 西岡 哲 : 土被りの薄い双設トンネルの模型実験, 第 18 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.91-95, 1986.
- 40) Adachi, T., Kimura, M. and Osada, H. : Interaction between Multi-Tunnels under Construction, *Proc. of the 11th Southeast Asian Geotechnical Conference*, pp.51-60, 1993.
- 41) 桜井 春輔, 丸山 巧, チャールズ アカユリ, 芥川 真一 : 双設トンネルの挙動と中壁部に作用する土圧に関する研究, トンネル工学研究論文・報告書第 6 巻, pp.83-88, 1996.
- 42) 石村 利明, 真下 英人, 真弓 英大 : 砂質地山中における近接トンネルの影響に関する三次元掘削模型実験, トンネル工学研究論文・報告集第 10 巻, pp.119-124, 2000.
- 43) Ghaboussi, J. and Ranken, E. R. : Interaction between two parallel tunnels, *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 1, pp.75-103, 1977.
- 44) Sterpi, D : Application of the finite element method to the stability analysis of shallow tunnels, *Proc. of 1st Int. Workshop on New Frontiers in Computational Geotechnics (IWS-CALGARY 2002)*, pp.61-68, 2002.
- 45) 土屋 敬, 田原 昇二 : NATM における双設トンネルの離隔距離に関する研究, 第 22 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.396-400, 1990.
- 46) 杉本 光隆, 松本 嘉司, 西岡 隆 : エネルギー論に基づく双設トンネルの安定解析, 土木学会論文集, No.406/III-11, pp.185-194, 1989.
- 47) 佐藤 彰彦, 増井 仁, 浅野 剛 : 落とし戸実験によるシールドトンネルへの作用土圧の検討, 第 31 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.2293-2294, 1996.
- 48) 菊本 統, 玉谷 宗一郎, 田村 武, 木村 亮, 岸田 潔 : トンネル土圧に関する移動床実験, 第 58 回土木学会年次学術講演会第 3 部, pp.877-878, 2003.
- 49) Adachi, T., Kimura, M., Kishida, K. and Kikumoto, M. : Estimation of earth pressure and ground settlement during a tunnel excavation using trapdoor experiments and a numerical analysis, *Proc. of the*

12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.1165-1170, 2003.

- 50) Kikumoto, M. and Kishida, K. : Mechanical behavior on the Sandy Ground through the 3-D Trapdoor Experiment, *Proc. of the 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.863-866, 2003.
- 51) 菊本 統, 木村 亮, 岸田 潔, 足立 紀尚 : トンネル掘削時の力学挙動に関する 3 次元降下床実験とその解析, 土木学会論文集, No750/III-65, pp.145-158, 2003.
- 52) Kikumoto, M., Kimura, M., Kishida, K., Tamura, T. and Adachi, T. : Deformation Characteristics of Sandy Ground during Tunnel Excavation through the Trapdoor Experiment and Numerical Analysis, *Proc. of the 17th KKCNN Symposium*, pp.607-612, 2004.
- 53) 菊本 統, 木村 亮, 岸田 潔, 田村 武 : トンネル周辺地山における土圧分布の算定, トンネル工学研究論文集, 第 14 巻, pp.27-34, 2004.
- 54) 菊本 統, 岸田 潔, 木村 亮, 田村 武 : 降下床実験による離隔のない双設トンネルに作用する土圧の評価手法の構築, 土木学会論文集, 投稿中, 2005.
- 55) Kikumoto, M., Kimura, M., Kishida, K. and Tamura, T. : Numerical Simulation on Interaction in Twin Parallel Tunnels and its Experimental Validation, *Proc. of the 11th International Conference of IACMAG*, 投稿中, 2005.
- 56) Kikumoto, M., Kishida, K., Tamura, T. and Adachi, T. : A Fundamental Study on the Behavior of the Ground during Twin Parallel Tunneling, *Proc. of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 投稿中, 2005.
- 57) Adachi, T., Kimura, M., Kishida, K., Park, S. H. and Kikumoto, M : Mechanical behavior of the twin tunnels in inclined-layered soil, *Proc. of the Regional Conf. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp.157-162, 2001.
- 58) Yashima, A., Shibata, T., Sekiguchi, H. and Kohno, M. : Soil Movements Associated with Tunneling and Their Effects on an Adjacent Pile Foundation, *Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute Kyoto Univ.*, Vol.35, Part 4, No.316, 1985.
- 59) 例えば, 羽田 忠彦, 中島 和雄, 湯浅 正己 : わが国はじめてのめがねトンネル, トンネルと地下, Vol.6, No.8, pp.29-35, 1975.
- 60) 例えば, 新井 克己, 塚原 悌二, 東田 清一, 宮脇 潔 : 土砂地山での大断面メガネトンネル, トンネルと地下, Vol.16, No.6, pp.35-43, 1985.
- 61) 例えば, 水落 昭男, 水野 英紀, 鈴木 唯夫, 白子 哲夫 : 住宅密集地で土かぶりの小さい大断面双設トンネルを掘る, トンネルと地下, Vol.24, No.4, pp.7-14, 1993.
- 62) 例えば, 岡澤 達男, 浜村 吉昭, 藤井 剛 : 住宅地直下に大断面トンネルをアンブレラ工法で掘る, トンネルと地下, Vol.27, No.2, pp.25-32, 1996.
- 63) 例えば, 野村 耕司, 鈴木 教義, 中山 裕昭 : 都市 NATM による大断面双設トンネル, トンネルと地下, Vol.30, No.4, pp.21-29, 1999.
- 64) Nakai, T., Fujii, J. and Taki, H. : Kinematic extension of an isotropic hardening model for sand, *Proc. NUMOG III, Niagara*, pp.36-45, 1989.
- 65) Nakai, T. : An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.119-137, 1989.
- 66) 檜尾 正也, 中井 照夫, 星川 拓哉, 吉田 英生 : 単調および繰り返し载荷を受ける砂のダイレイ

タンシー特性と異方性，地盤工学会論文報告集，Vol.41，No.3，pp.107-124，2001.

- 67) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York, 1948.
- 68) 壺内 達也，後藤 有志，西岡 哲：近接した双設トンネルの模型実験について，第 21 回土質工学研究発表会講演論文集，pp.1673-1674，1986.

謝辞

本論文は、筆者が京都大学大学院 博士前期・後期課程に在学した五年間に取り組んだ研究の成果をまとめたものです。本研究を行うにあたり、多くの先生方、先輩、同級生、後輩から御指導と御支援を賜りました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学教授 田村 武 先生には、充実した研究環境を整えて頂くとともに、研究全般に関して鋭い御指摘と的確な御助言を頂きました。ここに、深厚な謝意を表します。先生の研究に対する真摯な態度を心より尊敬しています。

京都大学名誉教授 足立紀尚 先生には、研究課題の設定から実験・解析の遂行まで暖かく丁寧な御指導を賜りました。これからも足立塾で学んだことを胸に精進してまいります。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学助教授 木村 亮 先生には、本論文を審査して頂くとともに、研究室に配属されてから六年間、一貫して熱意ある御指導を頂きました。先生には、研究に対する姿勢から物事の見方まで全てを御教示頂きました。先生の素晴らしい発想力と鋭い洞察力には敬服するばかりです。心より深く感謝しております。

京都大学助教授 岸田 潔 先生には、この六年間、研究全体にわたって粘り強く御指導を頂くとともに、論文作成や研究発表等に関して懇切丁寧な御教示を頂きました。先生の叱咤激励が、研究の遂行や本論文の作成の大きな原動力になったことは言うまでもありません。ここに、深く感謝いたします。

京都大学教授 朝倉俊弘 先生には、本論文の審査をして頂き、貴重なご指摘を賜りました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

名古屋工業大学教授 中井照夫 先生には、構成モデルの数値解析コードへの導入に際して、懇切丁寧な御指導を賜りました。また、お会いするたびに暖かい励ましの御言葉を頂くとともに、研究に関する貴重な御助言を頂きました。ここに、深く感謝いたします。

京都大学教授 岡 二三生 先生には、快く三軸試験機の使用を許可して頂き、貴重な実験データを収集させて頂きました。また、研究室にお邪魔するたびにいつも含蓄のあるお話を頂きました。心より感謝いたします。

京都大学教授 大津宏康 先生には、筆者の研究に対して多大な御助言を頂きました。先生の幅広い経験と深い知識に裏打ちされた的確な御助言は大変参考になりました。ここに、深く感謝いたします。

岐阜大学助教授 張 鋒 先生には、数値解析コードの作成について多くの御助言を頂きました。また、学会等でお会いするたびに暖かい励ましの御言葉を頂きました。本当に有難うございました。

京都大学助手 稲積真哉 先生には、研究に集中できる環境を整えて頂くとともに、研究活動や日々の生活に関する様々な相談に乗って頂きました。心より感謝いたします。

京都大学技官 矢野隆夫 先生には、模型実験に関して多くの御助力、御助言を賜りました。ここに感謝の意を表します。

さらに、日夜議論を交わし切磋琢磨しながら励ましあった土木施工システム講座(旧 地盤工学講座)の卒業生および在学生諸氏に深く感謝いたします。Tirawat Boonyatee 先輩(現 Chulalongkorn 大学 講師)には、数値解析の基礎からプログラムの作成まで数値解析全般に関して多大な御助力、御助言を頂きました。中島伸一郎 先輩(現 土木研究所 研究員)には、研究で行き詰るたびに相談に乗って頂き、研究の指針を示して頂きました。福林良典 先輩には、夜遅くまで論文の校閲をして頂き、貴重な御意見を頂きました。Jonah Kiputanui Arap Too 氏(現 Jomo Kenyatta 農工大学 講師)には、いつも暖かく励まして頂きました。磯部公一 氏には、共通の趣味を通じてたびたび癒して頂きました。武田智明(現 東洋建設)、長谷川雅(現 大林組)、脇田信吾(現 鹿島建設)、川内啓輔(現 西松建設) 諸氏には、模型実験や要素試験の実施に際して、多大な御助力を頂きました。林 芳樹 氏には、多くの面で御支援頂くとともに、研究に関する議論の中から多くのヒントを頂きました。筆者の研究活動は、皆様の暖かい御支援によって支えられてきました。本当に有難うございました。

また、地盤力学講座の田久 勉氏(現 日本道路公団)には、三軸試験の実施にあたり惜しめない御助力を頂きました。同講座 博士課程三年の金 榮錫 氏には、いつも心強く励まして頂きました。応用力学講座 博士課程二年の Chatawut Chanvanichskul 氏には、研究に関する貴重な御助言を頂きました。深謝するとともに、御礼申し上げます。

最後になりましたが、長年にわたって私の研究活動を経済面のみならず精神面からも支えてくれた両親と姉、二人の叔母に心より深く感謝します。これまで本当にありがとう。